

Olli Asp
Joonas Tulonen
Anssi Laaksonen

Jännepunosvaurion vaikutus betonisen sillan rakenteelliseen turvallisuuteen

Esiselvitys



Olli Asp, Joonas Tulonen, Anssi Laaksonen

Jännepunosvaurion vaikutus betonisen sillan rakenteelliseen turvallisuuteen

Esiselvitys

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2017

Liikennevirasto
Helsinki 2017

Kannen kuva: Olli Asp

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-469-6

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 029 534 3000

Olli Asp, Joonas Tulonen, Anssi Laaksonen: Jännepunosvaurion vaikutus betonisen sillan rakenteelliseen turvallisuuteen - Esiselvitys. Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2017. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2017. 56 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-469-6.

Avainsanat: Jännitetyt betonirakenteet, tiesillat, rautatiesillat, korroosio, vaurionsietokyky

Tiivistelmä

Tässä esiselvityksessä on selvitetty korkealujuusteräksillä jännitettyjen betonisten siltojen jännekulkujen korroosioon johtavia yleisiä syitä, korroosiosta ja jänteiden katkeamisesta mahdollisesti aiheutuvia ongelmia sekä kartoitettu riskien suuruutta tyypillisillä suomalaisilla jännitetyillä betonisilloilla. Esiselvitys toimii pohjana tutkimuskokonaisuudelle, jossa selvitetään jänteiden katkeamisen vaikutusta rakenteiden turvallisuuteen sekä rakenteiden toimintaa ja vaurioiden havaittavuutta vaurioituneena.

Jännitettyjä siltojen lukumäärä verrattuna muihin siltatyyppeihin on vähäinen, mutta ne muodostavat huomattavan osan sillastosta, kun tarkastellaan siltojen kannen pinta-aloja tai kokonaispitouksia. Jännitettyjä siltoja on kahta päätyyppiä: elementtirakenteisia ja paikallavalettuja, joihin tässä selvityksessä keskitytään. Tyypillinen suomalainen paikallavalettu sisäisillä jänteillä jännitetty silta maanteillä on 2-palkkinen risteysilta, jossa on 2 aukkoa, joiden jännemitta on luokkaa 20–30 m.

Vaurioitumismekanismi jälkijännitetyille punoksille tapahtuu jälki-injektoinnin puutteiden takia. Injektointiin jääneet ilma- ja vesitaskut katkaisevat laastin punosta korroosiolta suojaavan vaikutuksen. Siten jänneterästen korroosio suojaputken sisällä on mahdollinen. Ankkurialueella vuotavat liikuntasaumalaitteet tai muut puutteelliset detaljit voivat aikaansaada kannen vuotovesien kulkeutumisen ankkurialueelle, jossa jatkuvasti kosteana pysyvien olosuhteiden johdosta punosten korroosio käynnistyy. Ilmiö korostuu ja voimistuu tiesilloilla vuotovesien kloridipitoisuuden johdosta.

Korroosion myötä jännepunosten poikkipinta-ala vähenee ja jännitys näissä kasvaa. Lisäksi korroosion aiheuttama säröily edesauttaa jännepunoksen lankojen katkeamista. Jännepunoksen katketessa voima siirtyy toisille punoksille sekä jakautuu rakenteessa mahdollisesti sisäisesti toisille rakenneosille.

Punoksen tartunnalla injektointiin on rakenteen vaurionsietokyvyn kannalta oleellinen merkitys. Tartunnattoman punoksen tapauksessa punoksen teho menetään koko sillan pituudelta, kun tartunnallisen tapauksessa punos voi uudelleenankkuroitumisen johdosta toimia tehokkaana katkeamisesta huolimatta jossakin toisessa poikkileikkauksessa. Rakenteen sitkeyden ja vaurion etenemisen havaittavuuden kannalta on edullista, että rakenne halkeilee punosmäärän vähentyessä. Halkeilleessa tilassa on kuitenkin varmistuttava siitä, että rakenteella on halkeilun jälkeen vielä riittävästi kapasiteettia murtoon nähden.

Laskennallisin tarkasteluin tutkittiin muutamaa esimerkksiltaa, joiden käyttäytymistä pyrittiin selvittämään punosvaurion tapauksessa. Silloista havaittiin, että todellisilla kuormilla niiden vaurionsietokyky on hyvä ja että poikkileikkaukset halkeilevat punosmäärän vähentyessä ja että kapasiteettia on vielä halkeilun jälkeen jäljellä. Kirjallisuudesta havaittu menetelmä vaikuttaa kelvolliselta jännitetyn sillan turvallisuuden arviointiin kehittyvän vaurion tapauksessa. Luotettavuuden tavoitetaso täytyy määrittää olemassaoleville jännitetyille silloille, jotta menetelmän varmuuskertoimet ja varmuustaso voidaan kalibroida.

Olli Asp, Joonas Tulonen och Anssi Laaksonen: Effekten av spännkabelskador på den strukturella säkerheten hos betongbroar – Förutredning. Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2017. Trafikverkets undersökningar och utredningar 51/2017. 56 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-469-6.

Sammanfattning

Denna förutredning har utrett allmänna orsaker till korrosionsorsaker som uppkommer på grund av spännkabellarnas krökning av höghållfasthetsstål i förspända betongbroar, eventuella problem som korrosion och kabelbrott kan leda till samt kartlagt riskstorleken vid typiska finska spännbetongbroar. Förutredningen utgör grund för en forskningshelhet där målet är att utreda effekten av kabelbrott på konstruktionernas säkerhet samt konstruktionernas funktion och skadornas synlighet vid eventuella skador.

Antalet förspända broar är litet jämfört med andra brotyper, men de utgör en betydande del av brobeståndet om man granskar arean eller totallängden på brodäck. Det finns två huvudtyper av förspända broar: prefabricerade och platsgjutna, och det är den senare som denna utredning fokuserar på. En typisk finsk platsgjuten förspänd landsvägsbro med interna spännkablar är en tvåbalksbro i en korsning, med två öppningar vars spännvidd är cirka 20-30 m.

Skademekanismen vid efterspända kablar uppträder på grund av brister i efterinjekteringen. Luft- och vattenfickor som blivit kvar i injekteringen bryter brukets korrosionsskyddande effekt på kabeln. Därmed är korrosion på spännstål inuti skyddsröret möjlig. Dilatationsfoganordningar som läcker i förankringsområdet, eller andra bristfälliga detaljer, kan leda till att läckagevatten från däcket rinner till förankringsområdet, där de ständigt fuktiga förhållandena medför att kablarna börjar korrodera. Fenomenet accentueras och förstärks vid vägbroar på grund av läckagevattnets kloridhalt.

Till följd av korrosionen minskar spännkabellarnas tvärsnittsarea och deras spänning ökar. Dessutom bidrar den sprickbildning som korrosionen orsakar till brott på linorna i en spännkabel. Vid brott på en spännkabel överförs kraften till andra kablar och fördelas eventuellt internt till andra strukturella element i konstruktionen. Kabelns vidhäftning i injekteringen har väsentlig betydelse för konstruktionens förmåga att tåla skador. Med en icke-vidhäftande kabel förlorar man kabelns effekt över hela brolängden, medan en vidhäftande kabel till följd av återförankring kan fungera effektivt, trots brott i ett annat tvärsnitt. Med tanke på konstruktionens seghet och synligheten hos skadans utveckling är det till fördel att konstruktionen spricker när antalet kablar minskar. Vid sprickbildning är det dock viktigt att säkerställa att konstruktionen efter sprickbildningen ännu har tillräcklig kapacitet med tanke på brott.

Några exempelbroar undersöktes med kalkylmässiga studier där målet var att utreda broarnas beteende vid en kabelskada. Man upptäckte att broarnas förmåga att tåla skador vid verklig belastning var god och att tvärsnitt spricker när antalet kablar minskar samt att det finns kapacitet kvar ännu efter sprickbildning. Denna metod, som förekommit i litteraturen, förefaller användbar för att bedöma säkerheten hos en förspänd bro med en skada som kan förvärras. En målnivå för tillförlitligheten måste fastställas för befintliga förspända broar så att metodens säkerhetskoefficient och säkerhetsnivå kan kalibreras.

Olli Asp, Joonas Tulonen, Anssi Laaksonen: The effect of tendon breakage on the structural safety of post-tensioned concrete bridge. Finnish Transport Agency, Engineering and Environment. Helsinki 2017. Research reports of the Finnish Transport Agency 51/2017. 56 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-469-6.

Summary

In this preliminary study common causes for tendon corrosion and wire breakages are examined by literature research. The research focuses on risks of typical Finnish post tensioned and post-grouted bridges due to wire breakage. The preliminary study prefaces the research project in which the structural safety of post-tensioned bridge in case of tendon wire breakages is assessed.

In Finland, the number of prestressed bridges is low in comparison to other types of bridges. Still, if comparison is made by comparing total lengths or deck areas, the post tensioned bridges form a majority of bridge stock. The prestressed bridges can be prefabricated with prestressing or cast in place and post-tensioned. This study focuses on latter. In Finland a typical post-tensioned bridge is cast-in-place with post-grouted interior tendons. A typical number of spans of this kind of bridge is two and span length usually varies from 20 to 30 meters.

The deterioration mechanism for post tensioning tendons is mainly due to defects in post grouting. The trapped air and water in grout in tendon duct causes a break on corrosion protection of tendons and tendon corrosion in duct is therefore possible. In anchoring zone at the end of the bridge, a leaking joints and poor detailing can allow water and chlorides from de-icing salts to flow in tendon ducts and anchors. In permanently moist conditions, corrosion initiates and progresses.

In favourable conditions the corrosion progresses, which leads the reduction of tendon area and increase of tendon stress. Corrosion in tendons causes also crack initiation on tendon wires. Some steel grades are prone to hydrogen embrittlement due to corrosion, which means the ultimate behaviour of strand is brittle. As wire or strand breaks, the forces redistribute to adjacent tendons or strands and, depending on structure, to another load bearing structures.

The bond between the strand and postgrouting plays significant role in structural robustness of bridge. In case of bondless tendon, the break anywhere along its length causes the lost of the function of entire unit. With bond, the broken tendon can re-anchor on grout and still function in other cross-section away from breaking point. From point of structural robustness, it is beneficial that concrete structure cracks as tendon area reduces. Still, the structure should have sufficient capacity left and ductile behaviour after concrete cracking.

In this study, calculations are made by method with which the ductility of cross-section in case of tendon break was assessed. As a result of calculations was observed that the bridges in this case have sufficient robustness and ductile behaviour in case of tendon loss. The calculation method seems to be reliable, still calibration is needed for adequate target reliability level for bridges.

Esipuhe

Tämä julkaisu on laadittu Tampereen teknillisen yliopiston ja Liikenneviraston yhteisen tutkimushankkeen ”Elinkaaritehokas rata – TERA” loppuvaiheessa tehdyn esiselvityksen pohjalta selvittämään suomalaisten jännitettyjen betonisten siltarakenteiden toimintaa tilanteessa, jossa jänneteräket vaurioituvat. Julkaisun tarkoitus on tuottaa tietoa mahdollisten jatkoselvityksien pohjaksi.

Esiselvityksen ovat tehneet Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksella diplomi-Insinöörit Olli Asp ja Joonas Tulonen. Työtä laitoksella on ohjannut professori Anssi Laaksonen. Liikenneviraston puolesta ohjausryhmään kuuluivat Timo Tirkkonen, Minna Torkkeli, Heikki Lilja, Sami Noponen, Jani Meriläinen sekä viraston ulkopuolisena jäsenenä Janne Wuorenjuuri VR Track Oy:stä.

Helsingissä marraskuussa 2017

Liikennevirasto
Tekniikka ja ympäristö -osasto

Sisällysluettelo

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | KATSAUS JÄNNITETTYIHIN SILTOIHIN | 9 |
| 1.1 | Johdanto..... | 9 |
| 1.2 | Jännitettyjen siltojen päätyypit | 11 |
| 1.2.1 | Esijännitetyt rakenteet | 11 |
| 1.2.2 | Jälkijännitetyt rakenteet | 11 |
| 1.3 | Siltatyypit | 13 |
| 1.4 | Jännitettyjen siltatyypien erittely | 15 |
| 1.4.1 | Tiesillat | 16 |
| 1.4.2 | Rautatiesillat..... | 18 |
| 2 | JÄNNEPUNOSTEN VAURIOITUMINEN RAKENTEESSA | 21 |
| 2.1 | Vauriomekanismit | 21 |
| 2.1.1 | Korroosio yleensä..... | 21 |
| 2.1.2 | Kloridikorroosio..... | 22 |
| 2.1.3 | Korroosion eteneminen..... | 22 |
| 2.1.4 | Mekaaninen vaurio ulkoisista syistä..... | 23 |
| 2.2 | Vaurioiden syyt ja laajuus..... | 23 |
| 2.2.1 | Vaurioitumismekanismit ulkoisista syistä | 23 |
| 2.2.2 | Vaurioitumismekanismit sisäisistä syistä | 24 |
| 2.3 | Tyhjätilojen vaikutus | 25 |
| 2.3.1 | Säilyvyys..... | 26 |
| 2.3.2 | Tartunta | 26 |
| 3 | RAKENTEELLINEN TOIMINTA PUNOSTEN KATKETESSA/VAURIOITUESSA..... | 27 |
| 3.1 | Yleistä | 27 |
| 3.2 | Punoksen tartunta | 27 |
| 3.2.1 | Punoksen tartuntamekanismit..... | 27 |
| 3.2.2 | Tartuntaolosuhteiden vaikutus..... | 29 |
| 3.3 | Rakenteellinen vaurionsietokyky..... | 31 |
| 3.3.1 | Taivutusmomenttikapasiteetti | 31 |
| 3.3.2 | Leikkauskapasiteetti tuella | 36 |
| 3.4 | Vaurionsietokyvyn merkitys tavoiteluotettavuuteen | 36 |
| 4 | MENETELMÄ JÄNNITETYN SILLAN VAURIOASTEEN ARVIOIMEKSI KANTAVUUSLASKENTAA VARTEN | 37 |
| 4.1 | Yleiskuvaus..... | 37 |
| 4.1.1 | Vaihe 1: Jäljellä olevan jänneteräsmäärän määrittäminen poikkileikkauksen haljetessa | 37 |
| 4.1.2 | Vaihe 2: Poikkileikkauksen kapasiteetti vähentyneellä jänneteräsmäärällä | 38 |
| 4.2 | Sillan kantavuuden määrittäminen..... | 38 |
| 4.2.1 | Case: Markkulan alikulkusilta | 38 |
| 4.2.2 | Kokonaisluotettavuus, kehittyvän vaurion menetelmä..... | 45 |
| 4.2.3 | Kokonaisluotettavuus, kantavuuslaskentaohje | 48 |
| 4.3 | Case: Jännitettyjen jatkuvien palkkisiltojen laskenta..... | 48 |
| 4.3.1 | Valitut sillat..... | 48 |
| 4.3.2 | Rakenteiden analysointi | 50 |
| 4.3.3 | Tulokset | 51 |
| 4.3.4 | Johtopäätökset laskelmista..... | 53 |

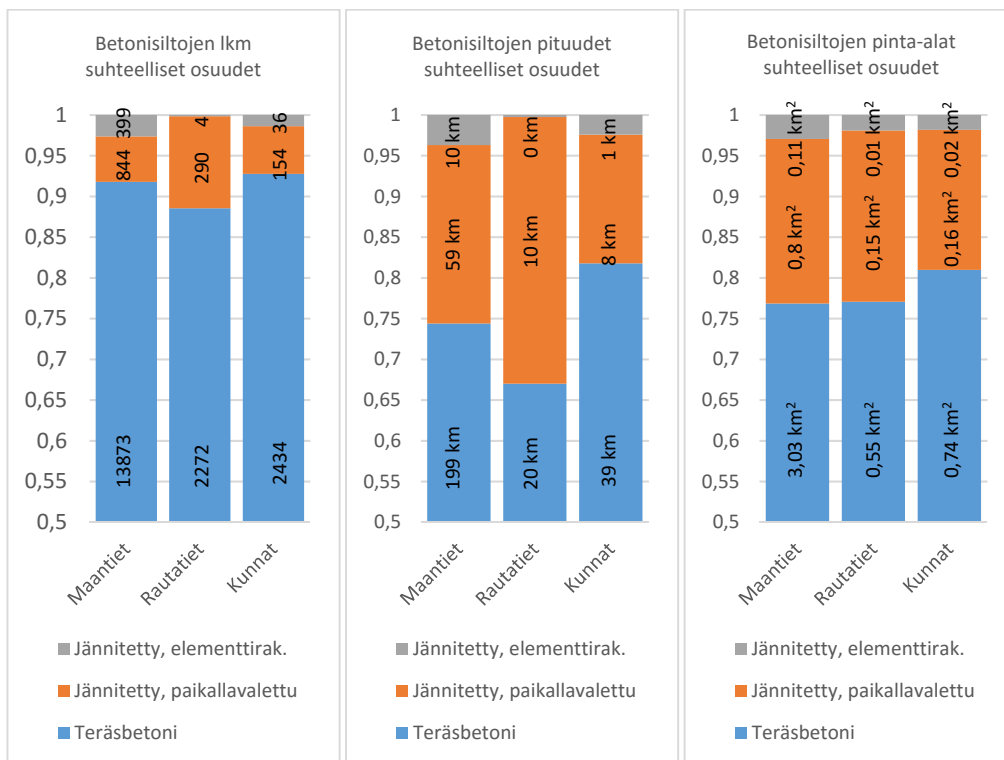
| | | |
|---|------------------|----|
| 5 | YHTEENVETO | 54 |
| 6 | LÄHTEET | 55 |

1 Katsaus jännitettyihin siltoihin

1.1 Johdanto

Monet maanteille, rautateille ja kaduille rakennettavat sillat tehdään betonista, johon muodostetaan rakenteen sisään asennettuja korkealujuusteräksisiä punoksia tai tankoja jännittämällä rakenteen esijännitystilaa, jolla suunnittelija pyrkii kumoamaan joitakin rakenteeseen vaikuttavien ulkoisten kuormien vaikutuksia. Rakenteiden jännittämismenetelmät ovat kehittyneet ja yleistyneet Euroopassa 1930-luvulta nykypäivään. Edistystä tapahtui erityisesti 2. maailmansodan aikana ja jälkeen Ranskassa ja Saksassa. Suomessa ensimmäisiä jännitettyjä siltoja rakennettiin jo 1940-luvulla, mutta huomattavasti niiden rakentaminen lisääntyi vasta 1970-luvulla. Nykyään jännitetty betonisilta on tavallinen valinta, kun rakennetaan siltoja, joiden jänneväli on yli 20 metriä.

Kuten monet muutkin sillat Suomessa, myös jännitetyt sillat on pääosin rakennettu 70–90-luvuilla, kun liikenneinfrastruktuuri oli suuren kehityksen alla. Kokonaisuudessaan siltojen rakentamismäärät ovat pudonneet kyseiseltä ajanjaksolta, mutta jännitettyjen siltojen suhteellinen osuus uusista rakennettavista silloista on kuitenkin kasvanut. Lukumääräisesti jännitettyjä siltoja on noin kymmenesosa kaikista betonisilloista Suomessa, mutta ne edustavat kuitenkin noin neljäsosaa kaikkien betonisiltojen yhteenlasketusta pituudesta ja yhteenlasketusta pinta-alasta, mikä on nähtävissä kuvasta 1.1. Teräsbetonisten siltojen keskimääräinen pituus on 13,9 metriä ja jännitettyjen betonisiltojen keskimääräinen pituus on 50,4 metriä. Voidaankin päätellä, että jännitettyjä siltoja on enemmän paikoissa, joissa esteen ylittäminen on haastavampaa ja täten myös työmääräiset järjestelyt yleensä kalliimpia.



Kuva 1-1 Paikallavalettujen ja elementtirakenteisten jännitettyjen siltojen osuus kaikista betonista rakennetuista silloista Suomessa

Jos oletetaan, että sillan peruskorjausikä on noin 30–40 vuotta, alkavat useat jännitetyt sillat olla peruskorjausiässä. Tämän käynnissä olevan peruskorjausajanjakson aikana tullaan näkemään, kuinka aikoinaan uudella ja suhteellisen tuntemattomalla rakentamismenetelmällä rakennetut sillat ovat kestäneet sääolosuhteet, liikennekuormat ja jännittämistä aiheutuneet rasitukset. Samalla tullaan myös tarkastelemaan, kuinka sillat kestävät jatkossa, kun liikennekuormat niin maanteillä kuin rautateilläkin tulevat mahdollisesti kasvamaan.

Rakenteiden jännittämismenetelmien kehittymisaikoina tekniset ratkaisut hakivat vielä muotoaan ja monia siltoja rakennettiin tuntematta tarkemmin käytettyjen materiaalien ominaisuuksia. Esimerkiksi matalan myötölujuuden raudoitustankojen käyttö salli vain pienien muodonmuutosten käyttämisen esijännitettäessä ja huonosti tunnetut betonin kutistuminen ja viruminen käytännössä kumosivat esijännityksen vaikutuksen rakenteesta. Nykyään vakiintunut jännittämismenetelmä on käyttää korkealujuusteräksestä tehtyjä esijännityspunoksia, jotka tulevat rakenteen sisään asennettuihin putkiin ja jotka suojataan injektointimassalla. Oletuksena on ollut, että jänteet ovat näin hyvin suojattuja ja niiden pitkäaikaiskestävyyden pitäisi olla hyvä. Maailmalla kuitenkin tehty havaintoja, että jännepunokset ovat vaurioituneet tai kokonaan katkenneet johtuen käytettyjen työmenetelmien tai suunnitteludetaljien soveltumattomuudesta riittävän suojan muodostamiseksi jänteille. Tutkimusta ei ole tehty siitä kuinka mahdollisia vastaavat ongelmat Suomessa ovat, kuinka niitä voisi havaita ja kuinka ne tulisi ottaa huomioon rakenteiden suunnittelussa sekä kantavuuden tarkastelussa.

Tässä tutkimuksessa pyritään selvittämään tyypillisten suomalaisten jälki-injektoiduin jänteiden jännitettyjen siltarakenteiden vaurionsietokykyä ja rakenteellista toimintaa tilanteissa, joissa punoksia on katkennut tai vaurioituminen on edennyt pitkälle. Tutkimushankkeen kautta selviää millaisia ovat tyypilliset suomalaiset jälki-injektoidut jännitetyt betonisillat, millä tavoin niiden jänneteräokset voivat vaurioitua sekä miten vaurio vaikuttaa rakenteen kantavuuteen. Tutkimushankkeessa saatua tietoa voidaan hyödyntää sekä olemassa olevien siltojen riittävän turvallisuuden varmistamiseen, että siltojen uudissuunnitteluohjeiden kehittämiseen.

Tämän esiselvityksen tavoite on tunnistaa ne tyypilliset suomalaiset jännitetyt sillat, joiden toimintaan kannattaisi lisätutkimuksen avulla perehtyä. Pyritään lisäksi tunnistamaan ne vauriotavat ja rakenteen käyttäytymiselle ominaiset seikat, joiden tutkiminen auttaa tutkimuskokonaisuuden tavoitteen saavuttamisessa.

Tämän raportin ensimmäinen osa käsittelee suomalaisten jännitettyjen siltojen ominaisuuksia tilastojen kautta. Siltojen tietoja on selvitetty Liikenneviraston siltarekisterin kautta, ja siltoihin on pyritty perehtymään vielä rekisterin tarjoamia tietoja syvällisemmin. Tarkoitus katsauksella on tuottaa tietoa siitä mihin jännitettyjen siltojen osuuteen kannattaa keskittyä, jotta katetaan mahdollisimman hyvin sillat joiden vaurioitumisen todennäköisyys ja seuraukset eivät ole hyväksyttävällä tasolla.

Raportin toinen osa keskittyy jännitettyjen siltojen jännepunosten vaurioitumistapoihin ja siltojen toimintaan, kun jännepunosvaurio tapahtuu. Tietoa on kerätty kirjallisuusselvityksen keinoin silloille tehdyistä tarkastusraporteista, kirjallisuudesta ja muiden tekemien tutkimusten tieteellisten julkaisujen kautta. Selvityksen tavoitteena on löytää laajasti eri vaurioitumisilmiöitä ja tietoa niiden taustalla olevista mekanismeista, jotta pystytään ohjaamaan tutkimusta kattamaan tyypillisellä suomalaisella jännitetyllä sillalla

esiintyviä vaurioita. Tuntemalla rakenteen toiminta vaurioituneena voidaan arvioida siltojen tarkastusmenettelyiden ja laskennallisten analyysien kehittämistä siltojen turvallisuuden parantamisen kannalta.

Raportin kolmannessa osassa esitellään laskennallista menetelmää, jolla pyritään selvittämään jännitetyn sillan rakenteellisen kestävyys herkkyyden jännepunostavauriolle. Menetelmä on aikoinaan Saksassa kehitetty ja se perustuu vaurioituneen poikkileikkaukseen kestävyys laskentaan eri vaurioasteilla ja niiden vertaamiseen liikennekuorman aiheuttamiin rasituksiin eri toistumisjaksoilla. Menetelmällä pyritään samaan myös selville, onko vaurio havaittavissa hyvin ajoin ennen kuin murtumistodennäköisyys kasvaa liian suureksi. Menetelmä soveltuu jännitettyjen siltojen alustavaan arviointiin. Kappaaleessa on esitetty muutaman todellisen suomalaisen sillan esimerkkilaskelmien tuloksia.

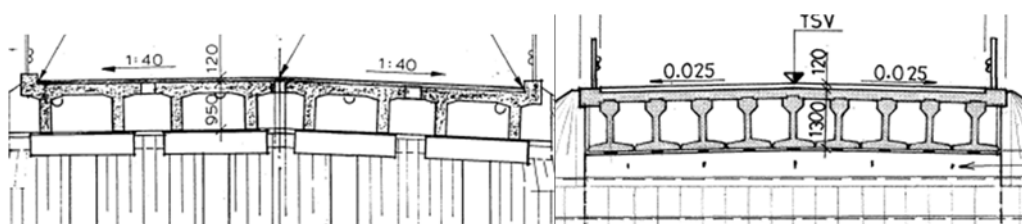
1.2 Jännitettyjen siltojen päätyypit

Jännitettyjä betonisilloja on tehty Suomessa sekä esi- että jälkijännitettyinä rakenteina. Esijännitetyt rakenteet ovat elementtirakenteita. Jälkijännitetyt rakenteet voivat olla elementti- tai paikallavalurakenteita.

1.2.1 Esijännitetyt rakenteet

Esijännitetyllä rakenteella tarkoitetaan rakennetta, jossa punosten jännitys on suoritettu ennen betonin kovettumista, ts. betoni valetaan ulkopuolelta jännitettyjen punosten päälle. Tällaisessa rakenteessa punokset kulkevat suoraviivaisesti ja ankkurointi tapahtuu jänneteräksen ja betonin välisen tartunnan vaikutuksesta.

Tämänkaltaista jännemenetelmää on käytetty elementtirakenteisissa silloissa, esimerkiksi jännitetyissä betonipalkkisilloissa, joko elementti- tai puolielementtirakenteisena. Sillan pääkannattajapalkit voivat olla elementtirakenteiset, joiden päälle on valettu kansilaatta kuorielementtien tai muotin varaan.



Kuva 1-2 Tyypillisiä jännitettyjen elementtipalkkisiltojen poikkileikkauksia

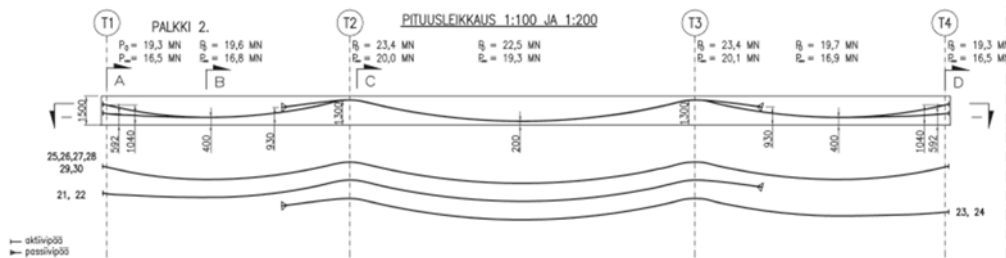
Esijännitetyissä silloissa ei ole varsinaisia jännekulkuja, vaan punokset on sijoitettu poikkileikkaukseen yksittäisinä ja ne ovat suoria palkin matkalla. Rakenteissa ei ole käytetty myöskään suojaputkia. Teollisesta valmistustavasta johtuen rakenteiden betoni-luokka on yleensä korkeampi kuin paikalla valetuissa rakenteissa. Elementtivalmisteiset sillat eivät ole tämän tutkimuksen päähuomioiden kohde, vaikkakin tutkimuksen tuloksia voidaan niidenkin tapauksessa soveltaa siltojen arvioinnissa.

1.2.2 Jälkijännitetyt rakenteet

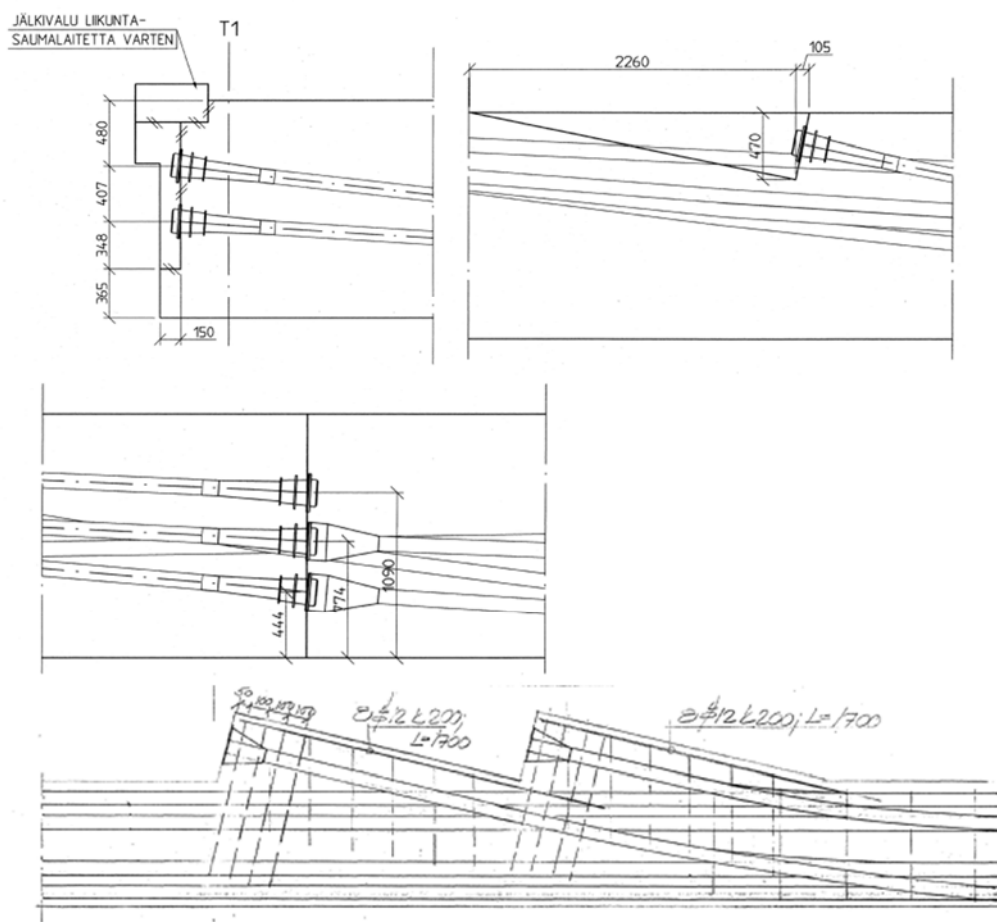
Jälkijännitetyllä rakenteella tarkoitetaan rakennetta, jossa jännitystyö on tapahtunut betonin kovettumisen jälkeen. Tällaiseen rakenteeseen on ennen valua asennettu varaus/suojaputket, joihin jännepunokset sijoitetaan. Yhdessä putkessa voi olla useita

jännepunoksia. Jännitystyö tapahtuu rakennetta vasten ja punosten ankkurointi rakenteeseen tehdään jännepunoksen päässä erillisellä ankkurikappaleella.

Tavallisesti jänteet viedään yhtenäisenä sillan päästä päähän. Päissä käytetään aktiivi- tai passiiviankkureita. Ankkureita saatetaan käyttää myös sillan pituuden matkalla. Tällöin passiiviankkurit ovat tavallisesti betoniin ankkuroituvia haarautuvia ankkureita. Aktiiviankkurit voivat olla sillan kannen päältä tai sivusta jännitettäviä. Pitkissä silloissa on saatettu käyttää myös työsaumoja, jolloin jännekaapeleita on jatkettu erillisellä jatkoskappaleella.



Kuva 1-3 Esimerkki jälkijännitetyn sillan jännekulusta [1]

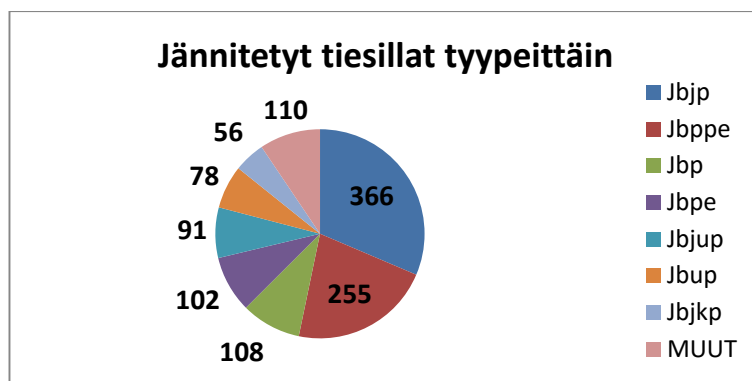


Kuva 1-4 Erilaisia jänteiden ankkureiden sijoitteluvaihtoehtoja. Ylhäällä vasemmalla ankkurit sillan päässä. Ylhäällä oikealla ankkuri sillan kanteen tehdyssä taskussa. Keskellä jänteiden jatkaminen jatkosankkureiden avulla. Alhaalla ankkurin palkin kylkeen tehdyissä ulokkeissa. [1]

1.3 Siltatyypit

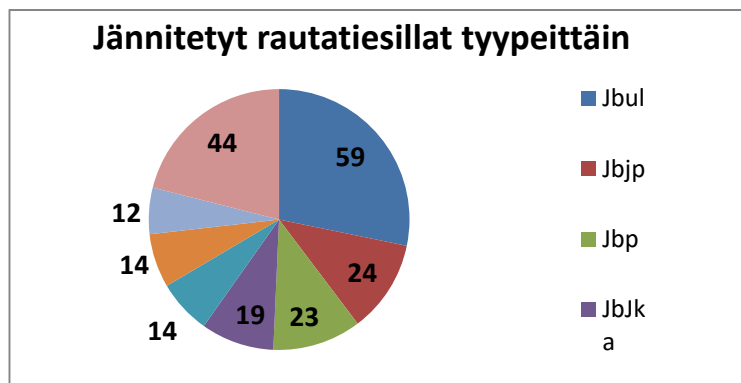
Liikenneviraston siltarekisterin avulla tehtyjen tietokantahakujen perusteella on saatu listattua sekä rautatie- että tiesiltatyyppejä. Tietokannoista on poimittu kaikki jännitetyt sillat osaryhmäksi, jota on tarkasteltu kuvissa 1.5 ja 1.6. Siltatyypin lyhenteen tarkoittavat seuraavaa:

- Jbjp = Jännitetty betoninen jatkuva palkkisilta
- Jbppe = Jännitetty betoninen palkkisilta, puolielementtirakenteinen
- Jbp = Jännitetty betoninen palkkisilta
- Jbpe = Jännitetty betoninen palkkisilta, elementtirakenteinen
- Jbjup = Jännitetty betoninen jatkuva ulokepalkkisilta
- Jbup = Jännitetty betoninen ulokepalkkisilta
- Jbjkp = Jännitetty betoninen jatkuva kotelopalkkisilta
- Jbul = Jännitetty betoninen ulokelaattasilta
- Jbjka = Jännitetty betoninen jatkuva kaukalopalkkisilta



Kuva 1-5 Jännitetyt tiesillat tyypeittäin

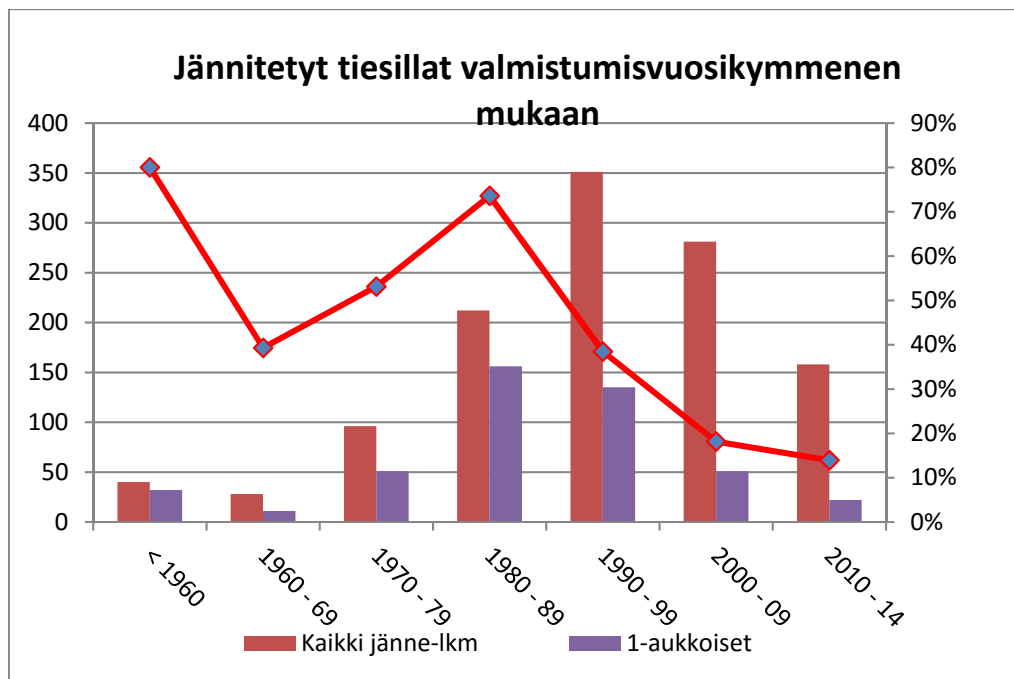
Tiesiltojen tapauksessa kolme tyypillisintä jännitettyjen siltojen siltatyyppiä, edustaa noin 63 % koko jännitettyjen siltojen populaatiosta. Määrällisesti eniten on jännitettyjä betonisia jatkuvia palkkisilloja (Jbjp) 366 kpl 31,4% kaikista jännitetyistä silloista. Seuraavana tulevat jännitetty betoninen palkkisilta, puolielementtirakenteinen (Jbppe) 255 kpl 21,9% ja jännitetty betoninen palkkisilta (Jbp) 108 kpl, 9,3%.



Kuva 1-6 Jännitetyt rautatiesillat tyypeittäin

Jännitettyjen rautatiesiltojen populaatiossa kolme tyypillisintä siltatyyppeä muodostaa noin 51 % suuruisen osuuden. Määrällisesti eniten on jännitettyjä betonisia ulokelaattasiltoja (Jbul) 59 kpl, 28,23%. Yhtäläisyyksinä tiesiltojen kanssa toiseksi ja kolmanneksi eniten on siltatyyppejä Jbjp 24kpl, 11,5 % ja Jbp 23 kpl, 11 %.

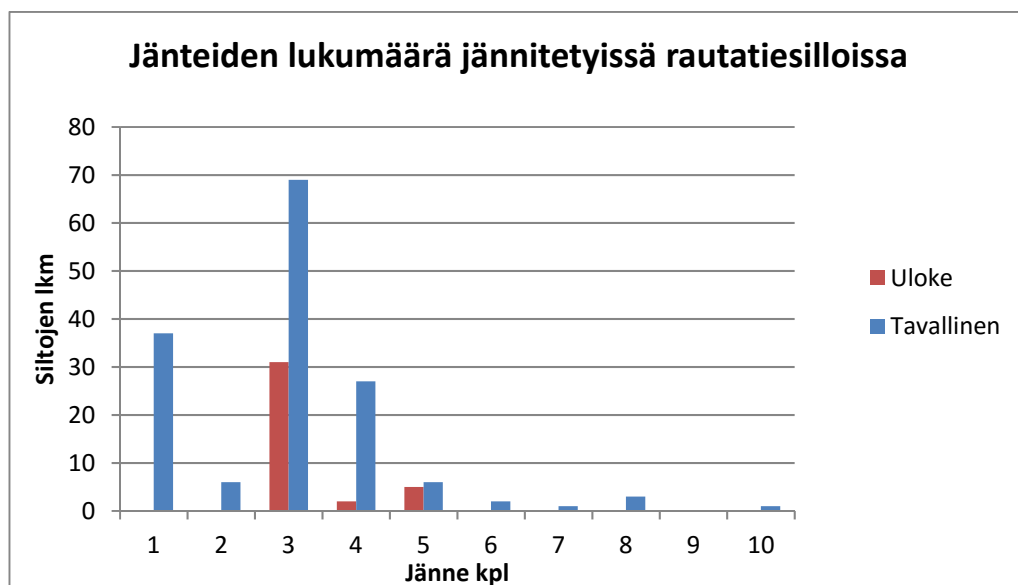
Edelläesitetystä voidaan todeta, että varsin tyypillisiä jännitettyjä siltoja sekä rata- että tieympäristössä Suomessa ovat jännitetyt betoniset palkkisillat joko jatkuvina tai yksiaukkoisina.



Kuva 1-7 Jännitetyt sillat valmistumisvuosikymmenittäin (pylväät), Yksiaukkoisten siltojen osuus valmistuneista silloista (punainen viiva).

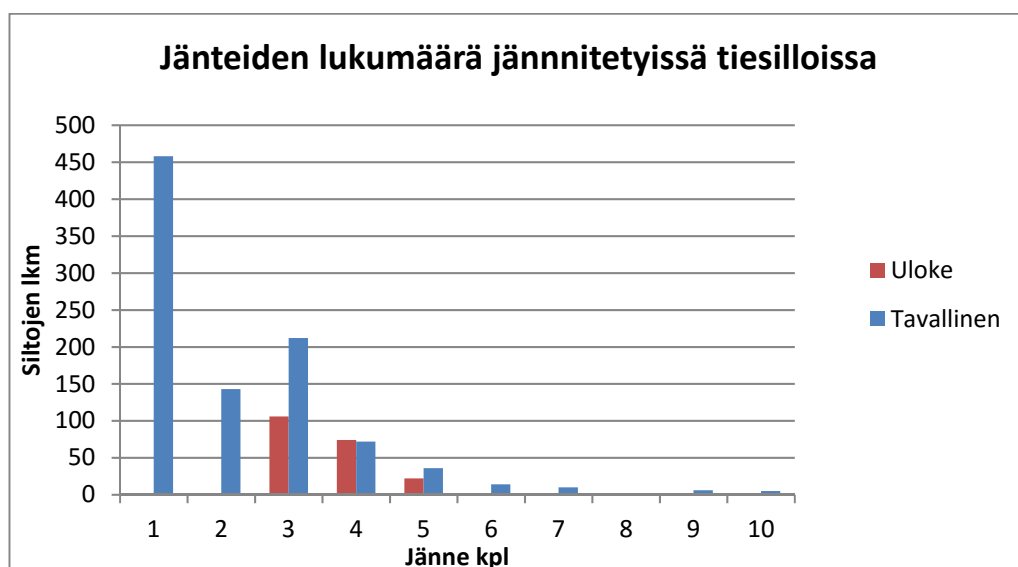
Jännitettyjen siltojen rakentaminen yleistyi runsaasti 1980-90-luvulla. Erityispiirteenä 1980-luvulla rakennetuissa jännitetyissä silloissa voidaan haavita ylläolevasta kuvasta yksiaukkoisten rakenteiden suhteellisen suuri osuus.

Koko jännitettyjen siltojen populaatiossa siltajänteiden lukumäärä on esitetty kahdessa seuraavassa kuvassa sekä rautatie- että tiesiltojen osalta. Siltajänteiden määrään on laskettu tavalliset jänteet ja ulokejänteet. Rautatiesilloissa 3-aukkoinen rakenne on tyypillisin sekä ulokejänteitä, että vain tavallisia jänteitä sisältävissä silloissa.



Kuva 1-8 Jänneiden lukumäärä jännitetyissä rautatiesilloissa

Jännitettyjen tiesiltojen populaatiossa yksiaukkoisten siltojen suhteellinen osuus on suurin. Myös 3-aukkoinen silta on yleinen, niin tavallisin jäntein kuin ulokejännin.



Kuva 1-9 Jänneiden lukumäärä jännitetyissä tiesilloissa

1.4 Jännitettyjen siltatyypin erittely

Siltarekisterin jännitettyjen siltojen populaation tarkemmaksi tuntemiseksi valittiin tie- ja rautatiesiltojen siltatyypijoukoista satunnaisesti kunkin joukon kokonaismäärään suhteutettu määrä siltoja, joiden piirustuksiin perehdyttiin tarkemmin. Erittelyllä pyrittiin selvittämään millaiset ovat kullekin joukolle tyypillisen sillan ominaisuudet.

Seuraavissa kappaleissa on esitetty kustakin siltajoukosta piirustusten perusteella tehtyjä havaintoja. Tutkittujen siltatyyppejen kokonaislukumäärään on laskettu mukaan satunnaisvalinnassa esiin tulleet sillat, joista ei löytynyt piirustuksia tai jotka oli kirjattu väärin rekisteriin.

1.4.1 Tiesillat

Jännitetty betonin jatkuva palkkisilta, Jbjp (tutkittu 21/366)

Kahdesta tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Tutkitusta siltajoukosta lähes kaikki (18/19) olivat 1-, ja 2-palkkisia ja yksi oli kolmipalkkinen. Risteyssilloja oli 17/19 ja loput olivat vesistösiltoja. Kaksi silloista oli kevyen liikenteen siltoja.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1970: 1/19
- 1980: 3/19
- 1990: 7/19
- 2000: 5/19
- 2010: 2/19

Aukkojen määrä silloissa oli 2-3, mutta joukossa oli 3 kpl siltoja joiden aukkojen lukumäärä oli yli 8. Jännemitat olivat pääosin 25-35 m, pisimmät kuitenkin yli 40 m.

Välitukipilarit olivat lyhyemmissä silloissa pääsääntöisesti monoliittisesti kiinnitetty kanteen. Pidemmissä silloissa on käytetty laakereita kaikilla tuilla. Viisi siltaa oli maata vasten puskevia.

Suunnitelmissa määritetty jännemenetelmä oli suurimassa osassa Dywidag (13/19) ja kahdessa sillassa VSL. Lopuissa silloissa ei oltu määritelty erikseen jännemenetelmää.

Jännitetty betoninen puolielementtirakenteinen palkkisilta, Jbppe (tutkittu 18/274)

Yhdestä tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia.

Tutkittu siltajoukko sisälsi esijännitettyjä elementtirakenteisia palkkisilloja, joissa kaikissa paitsi yhdessä on käytetty I-palkkeja. Palkkien määrä siltaa kohden vaihtelee paljon välillä 2-9 palkkia, mutta pääosa on 2-palkkisia (8/17), jotka ovat kevyen liikenteen siltoja. Suurin osa silloista on vesistösiltoja (13/17) ja loput ylikulku/ylikäytävä-silloja. Vain yksi silta oli moniaukkoinen, mutten kaikki olivat yksiaukkoisia.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1970: 4/17
- 1980: 11/17
- 1990: 2/17

Jännemitat olivat 15-25 metriä.

Yli puolet silloista oli maata vasten puskevia, eli palkkien päihin on valettu puskupalkki.

Jännitetty betoninen palkkisilta, Jbp (tutkittu 11/108)

Yhdestä tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia ja yksi oli jatkuva ja kolmiaukkoinen, eli Jbjp-tyypin silta.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Suurin osa silloista oli 2-palkkisia vesistösiltoja (7/9). Yksipalkkisia ja kolmepalkkisia oli molempia 1 kpl. Kaikki sillat olivat maantieliikenteen siltoja.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1960: 3/9
- 1970: 2/9
- 1980: 1/9
- 1990: 2/9
- 2000: 2/9

Jännemitat ovat 25–35 m. Pisin jännemitta kuitenkin 48 m.

Kaikki tuet olivat laakeroituja.

Freyssinet oli käytetty jännemenetelmä (4/10), joka oli kaikissa 60-luvun silloissa ja yhdessä 70-luvun sillassa. Dywidag oli yhdessä 2000-luvun sillassa. BBRV menetelmä oli yhdessä (80-luku) ja CCL yhdessä (70-luku). Yhden sillan jännemenetelmää ei ollut esitetty.

Jännitetty betoninen elementtirakenteinen palkkisilta, Jbpe (tutkittu 8/110)

Suurin osa joukosta (7/10) oli TT-laattaelementeillä toteutettuja 1-aukkoisia siltoja, joiden jännemitta oli 7–20 m. Yksi silta oli kolmiaukkoinen. Kolme siltaa tutkitusta joukosta oli toteutettu elementtipalkeilla (suorakaide/I-profiili), joiden päällä oli joko elementtikansi tai valettu betonikansi. TT-laattasilat olivat suunniteltu 1970- ja 80-luvuilla. Elementtipalkkisillat olivat suunniteltu 80-, 90-, ja 2000-luvuilla. Suurin osa silloista oli vesistösiltoja (6/8). Kaksi silloista oli kevyen liikenteen siltoja.

Jännitetty betoninen jatkuva ulokepalkkisilta, Jbjup (tutkittu 8/99)

Yhdestä tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Silloista puolet oli 1-palkkisia ja puolet 2-palkkisia. Kaikki sillat olivat 2-aukkoisia. Kaksi siltaa oli vesistösiltoja ja loput risteysiltoja. Yksi silta oli kevyen liikenteen silta.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1980: 1/7
- 1990: 2/7
- 2000: 2/7
- 2010: 2/7

Pääaukkojen jännemitat olivat tyypillisesti 20–35 m. Ulukkeiden pituudet olivat pääsääntöisesti 2,5 m, mutta joukossa oli myös 5,5 m ja 4,5 m pitkät ulokkeet, joista toinen oli kevyen liikenteen sillassa.

Suurimmassa osassa kaikki tuet olivat monoliittisesti kiinnitetty kanteen (4/6). Lopuissa päätytuet oli laakeroitu.

Kaikkien siltojen jännemenetelmäksi oli määritetty Dywidag.

Jännitetty betoninen ulokepalkkisilta, Jbup (tutkittu 7/82)

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Sillat olivat yhtä risteyssiltaa lukuun ottamatta vesistösiltoja. Silloista pääosa oli 2-palkkisia (5/7). Yksi- ja kolmepalkkisia oli kumpiakin 1 kpl. Kaikki sillat olivat maantieliikenteen siltoja.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1970: 1/7
- 1980: 2/7
- 1990: 1/7
- 2000: 3/7

Pääaukon jännemitta oli 24–48 m. Ulokkeiden pituus vaihteli välillä 2,5–7,5 m. 70-luvun sillassa oli käytetty kevennysputkia.

Yli puolessa kaikki tuet olivat monoliittisesti kiinnitetty kanteen (4/7). Lopuissa päätytuet oli laakeroitu.

Pääosin jännemenetelmäksi oli määritetty Dywidag (5/7). 70-luvun sillassa jännemenetelmä oli Freyssinet. Yhden sillan jännemenetelmää ei oltu määritetty.

Jännitetty betoninen jatkuva kotelopalkkisilta (7/57)

Yhden sillan piirustuksia ei löytynyt ja yksi tarkastelluista silloista oli kaarisilta.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Kaikki sillat olivat 1-koteloisia ja yhtä 7-aukkoista lukuun ottamatta 3-aukkoisia. Jännemitat olivat 20–50 m. Kaikki sillat olivat maantieliikenteen siltoja.

Kahdessa sillassa välituet olivat monoliittisesti kiinni kannessa.

Kaikki sillat oli suunniteltu 1970-luvulla.

Määritetyt jännemenetelmät olivat Freyssinet (2/5), CCL (1/5) ja BBRV (1/5). Yhden sillan jännemenetelmää ei ollut määritelty.

1.4.2 Rautatiesillat

Jännitetty betoninen ulokelaattasilta, Jbul (tutkittu 8/78)

Kahdesta tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä laattoja. Yksi silloista oli vesistösilta ja muut alikulkusillat/alikäytäviä siltoja.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1990: 2/6
- 2000: 3/6
- 2010: 1/6

Jännevälit olivat 12–24 m ja ulokkeiden pituus noin 2 m. Yhdessä ulokkeita ei ollut, vaan puskupalkki oli suoraan paalujen päällä.

Viisi silloista oli perustettu paalujen varaan ja yksi tb-seinän päälle. Neljä silloista oli laakereiden varassa ja kahdessa muussa tuet olivat monoliittisesti kannessa kiinni.

Jännemenetelmä oli kaikissa silloissa Dywidag. Silloissa oli keskimäärin 0,65 jännekaapelia sillan leveysmetriä kohden.

Jännitetty betoninen jatkuva palkkisilta, Jbip (tutkittu 7/27)

Yhdestä tutkitusta sillasta ei löytynyt piirustuksia ja yksi silloista oli kotelopalkkisilta.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Yksi silloista oli vesistösilta ja muut alikulkusillat. Kolme silloista oli kaksipalkkisia. Kaksi yksipalkkisilta olivat enemmänkin laattamaisia kuin tavanomaisia palkkeja.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1980: 1/5
- 2000: 2/5
- 2010: 2/5

Aukkojen määrä vaihteli välillä 3–8. Jännemitat olivat 20–35 m. Kaksi silloista oli maata vasten puskevia.

Kahdessa sillassa oli kaikilla tuilla laakerit, lopuissa ainakin osa pilareista oli monoliittisesti kiinni kannessa.

Jännemenetelmäksi oli kaikissa määritetty Dywidag.

Jännitetty betoninen palkkisilta, Jbp (tutkittu 5/24)

Yksi tutkituista oli Jbup-tyypin silta.

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Pääosin 2-palkkisia siltoja (3/4), yksi 1-palkkinen, joka oli lähes laattarakenne. Kaksi silloista oli vesistösiltoja ja kaksi oli alikulkusillat.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1980: 1/4
- 1990: 2/4
- 2000: 1/4

Yksi silloista oli useampiaukkoinen mutta ei jatkuva. Jännemitat olivat 19–30 m. Sillat olivat pääosin maata vasten puskevia (3/4).

Kaikkien siltojen tuet olivat laakeroituja.

Jännemenetelmäksi oli kaikissa määritetty Dywidag.

Jännitetty betoninen jatkuva kaukalopalkkisilta, Jbjkau (tutkittu 4/20)

Sillat olivat kaikki paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä. Silloissa oli kaksi vesistösiltaa ja kaksi alikulkusiltaa.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 1970: 1/4
- 1980: 1/4
- 2000: 1/4
- 2010: 1/4

Aukkojen lukumäärä vaihteli välillä 2–4. Jännemitat olivat 11–50 m. Pääosin maata vasten puskevia siltoja (3/4)

Kahdessa sillassa kaikki tuet oli laakeroitu ja kahdessa tuet oli monoliittisesti kiinni kannessa. Kahteen siltaan jännemenetelmäksi oli määritetty Dywidag. 70-luvun siltaan oli määritetty KA-jännemenetelmän jänteet. Yhden sillan jännemenetelmää ei ollut esitetty.

Jännitetty betoninen ulokepalkkisilta, Jbjup (tutkittu 4/14)

Kaksi silloista oli 2-aukkoisia, eli jatkuvia (Jbjup). Kyseisiä siltoja ei huomioitu.

Sillat olivat molemmat paikalla valettuja ja jälkijännitettyjä alikulkusiltoja. Toinen oli 1-palkkinen ja toinen 2+3 palkkinen.

Suunnitteluvuosikymmenet:

- 2000: 1/4
- 2010: 1/4

Jännemitat olivat 24 ja 26 m. Ulokkeiden pituus oli 2 ja 1,6 m. Pidemmässä sillassa tuet olivat monoliittisesti kannessa. Toisessa sillassa oli laakerit.

Jännemenetelmäksi oli molemmissa määritetty Dywidag.

2 Jännepunosten vaurioituminen rakenteessa

Jännitetyissä rakenteissa käytettävät jännepunokset on tavallisesti valmistettu korkean lujuuden erikoisteräksestä. Tämänkaltaisen teräsmateriaalin on todettu olevan varsin herkkä korroosiolle. Tästä syystä jännepunokset sijoitetaan jännitetyssä rakenteessa riittävän syvälle betonipeitteen sisään – jälkijännitetyissä rakenteissa rakenteen sisään sijoitettuihin suoja-/varausputkiin, joissa injektointilaastin on tarkoitus yhtäältä suojata punosta korroosiolta ja toisaalta saada aikaan tartunta punoksen ja rakenteen välille.

Jännitettyjen betonisiltojen pitkäaikaiskestävyys on noussut esille myös muualla maailmalla, kun havainnot jännepunosten vaurioista ovat herättäneet epävarmuutta rakenteiden turvallisuudesta. Esimerkiksi 2000-luvun alussa Itävallassa useita jälkijännitettyjä siltoja jouduttiin purkamaan jännepunosvaurioiden vuoksi [6].

Isossa-Britanniassa betonin sisään asennetut jälkijännitetyt jänteet olivat kiellettyjä paikallisen liikenneviranomaisen projekteissa vuosina 1992–1996, kunnes ongelmat injektoinnissa oli saatu ratkaistua tyydyttävästi. [9] Korroosio oli havaintojen mukaan jo aiheuttanut suuria riskejä, jotka toteutuivat, kun Ynys-y-Gwas silta romahti vuonna 1985 sekä Bickton Meadows Footbridge vuonna 1990. [12]

Yhdysvalloissa Floridassa on havaittu myös ulkoisilla jänteillä jännitettyjen siltojen jännekulkujen vakavia vaurioita, joista on seurannut runsaasti tutkimuksia aiheesta. [12] Myös Italiassa Santo Stefanon jälkijännitetty silta sortui vuonna 1999 yllättäen korroosio-ongelmien vuoksi [10]. Kiinassa on tehtyjen havaintojen perusteella mahdollisesti suuria ongelmia jälkijännitetyjen rakenteiden kanssa sillä on arvioitu, että n. 75 % poikittaisista jänteissä on ongelmia injektoinnin onnistumisen kanssa. Eräässä puretussa sillassa injektoinnin täyttöaste oli vain 73 %. [11]

2.1 Vauriomekanismit

2.1.1 Korroosio yleensä

Tyypillinen jännitetylle rakenteelle aiheutuva sisäinen vaurio on jännepunoksen ruostumisesta johtuva poikkipinta-alan pieneneminen ja jänteen katkeaminen korroosion edettyä riittävän pitkälle. Korroosion haitallisuuteen ja laajuuteen vaikuttaa korroosio-mekanismin sekä korroosioprosessin aikaansaaneen juurisyyn vaikutuksen laajuus. Normaalien betonirakenteiden osalla huoli raudotteiden korroosiosta liittyy tilavuudeltaan suurempien korroosiotuotteiden kehittymiseen ja niiden aiheuttamaan betonirakennetta halkaisevaan vaikutukseen. Jännebetonirakenteille ei jännepunosten korroosiotuotteiden tilavuuden kasvu ole ongelma, vaan rakenteen kestävyyyteen vaikuttaa enemmän jännepunoksen poikkipinta-alan pieneneminen sekä lujuuden aleneminen ja näistä seuraavat rakenteelliset ongelmat. [2]

Jännepunoksen korroosio tapahtuu kemiallisesti samalla tavalla kuin muidenkin terästen ympäröivien olosuhteiden muuttuessa korroosiolle suosiollisiksi. Betonin tai injektointiaineen alkalisuus ($\text{pH} > 12..13$) suojaa jännepunosta korroosiolta passivoimalla jänneteräksen pinnan. Passivoitumisen myötä syntynyt tiivis oksidipinta suojaa terästä korroosiolta olosuhteiden pysyessä alkalisina. Tavallisessa betonirakenteessa karbonatisoitumisen aiheuttama suojabetonin pH:n laskeminen noin arvoon 11,5 aiheut-

taa passivoituneen kerroksen heikkenemisen ja mahdollistaa korroosion käynnistymisen. pH:n laskiessa alle 9:n passivoivan oksidikerroksen voidaan katsoa liuenneen kokonaan.

Jälkijännitettyjen rakenteiden tapauksessa jännepunokset on usein sijoitettu syvälle betonirakenteen sisään ja lisäksi suojaputkiin, jotka on injektoitu laastilla. Tästä johtuen betonin karbonatisoitumisen aiheuttama laajamittainen korroosio tämänkaltaisella rakenteella on jokseenkin epätodennäköistä. Esijännitettyjen rakenteiden tapauksessa peitepaksuus voi olla pienempi, jolloin punokset kulkevat lähempänä pintaa – vaakasuorana – ja ovat näin ollen enemmän alttiina tämänkaltaiselle korroosiolle.

Koska jännepunokset ovat rakenteessa jatkuvasti korkean vetojännityksen alaisia, korroosioon liittyy korostetusti erilaiset jännityskorroosionmuodot, jossa jännepunoksen langat säröilevät. Säröily vähentää langan poikkipinta-alaa paikallisesti ja johtaa jännityksen kasvamiseen ehjissä langoissa ja säröjen ja korroosion etenemiseen. Tämänkaltaisia jännepunosten yhteydessä tunnistettuja korroosioon liittyviä murtumilmiöitä ovat muun muassa [3]:

- Haurasmurtuma punoksen jäljellä olevan kapasiteetin ylityttyä paikallisen syöpymisen ja vetyhaurastumisen seurauksena
- Murtuma vedyn aiheuttaman jännityskorroosiosäröilyn seurauksena
- Murtuma väsyttävän jännitysvaihtelun ja korroosion yhteisvaikutuksesta

Edellä listattujen esiintyminen tapahtuu, joko yhdessä tai erikseen sekä yhdistettynä kloridikorroosioon.

2.1.2 Kloridikorroosio

Kloridikorroosio käynnistyy jänneteräksen kanssa kontaktiin päässeiden kloridien myötävaikutuksesta. Kloridikorroosion on mahdollista käynnistyä vaikka teräksen pinta olisi edelleen passivoituneessa tilassa. Vapaat kloridi-ionit vaikuttavat paikallisesti hajottaen passivoituneeseen pintaan, käynnistäen korroosioprosessin alentamatta betonin pH-arvoa. Kloridi-ionit toimivat korroosioprosessin katalyyttinä, eivätkä siten kulu reaktiossa. Tästä aiheutuu voimakas paikallinen syöpyminen (kuoppakorroosio). Paikallinen syöpyminen johtaa jännepunoksen langan poikkipinnan voimakkaaseen pienenemiseen ja sitä kautta jännepunoksen kapasiteettiin.

Kloridikorroosion käynnistymiseen vaadittava kloridipitoisuus vaihtelee voimakkaasti eri lähteiden sekä myös rakenteen olosuhteiden mukaan. Muun muassa ympäröivän betonin pH, kosteus, happipitoisuus ja tiiveys ovat tekijöitä, jotka vaikuttavat kloridikorroosion käynnistymiseen ja etenemisnopeuteen kloridin liukoisuuden lisäksi. Vaihteluväli kloridikorroosiolle altistavalle pitoisuudelle sementin painoon verrattuna on suotuisten olojen 0,2 % ... 1,0 %, tapaukseen hyvin kuivissa olosuhteissa, joissa hapen määrä rajoitettu.

2.1.3 Korroosion eteneminen

Jänneteräksen korroosionopeuteen ja korroosion käynnistymiseen vaikuttavat merkittävästi ulkoisista olosuhteista johtuvat tekijät. Edellä kuvatusa johtuen kirjallisuuslähteissä ei anneta selkeitä ajanjaksojen pituuksia korroosion käynnistymis- ja etenemisvaiheille, vaikka tällaiset vaiheet on laajasti tunnistettu.

Korroosionopeuteen liittyy niin ikään suuri hajonta. Yleisimpänä kirjallisuudessa on todettu nopeuden olevan suuruusluokaltaan 10...50 µm / vuosi. Tässä lienee kyseessä tasainen korroosio. Jänneterästen kannalta mielenkiintoisempaa on kuitenkin tehokasta vedettyä poikkileikkausta pienentävä korroosio, jonka nopeus voi paikallisessa kuoppakorroosiossa olla jopa 1 mm / vuosi.

2.1.4 Mekaaninen vaurio ulkoisista syistä

Ulkoisista syistä johtuvassa jännepunosten mekaanisessa vaurioitumisessa vaurioalue on todennäköisimmin pituussuunnassa hyvin rajallinen, jolloin jännepunosten vaurioituminen tapahtuu samassa poikkileikkauksessa.

2.2 Vaurioiden syyt ja laajuus

2.2.1 Vaurioitumismekanismit ulkoisista syistä

Vesivuodot

Paikallinen kosteusrasitus vaikuttaa korroosiota edistävasti pitämällä rakenteen paikallisesti kosteana pitkiä ajanjaksoja, jolloin olosuhteet korroosiolle ovat suotuisat. Tämänkaltaisen kosteusrasitus voi aiheutua rakenteen väärästä muotoilusta, puutteellisista detaljeista tai vaurioituneesta, vuotavasta, saumasta. Laajalta kertyneen vesimäärän valuminen paikallisesti aiheuttaa kosteuden ja sen mukana vieraiden aineiden voimakkaamman tunkeutumisen rakenteiden sisälle. Erityisen haitallista tämänkaltaisen ilmiö on suolatuilla tiesilloilla, joissa kannelta kertynyt valumavesi sisältää klorideja, jotka kuljettuvat rakenteen sisälle vuotokohdan läheisyydestä. Ajan kuluessa kloridit pääsevät kosketuksiin jännepunosten kanssa aiheuttaen kloridikorroosion käynnistymisen.

Vesivuodosta aiheutuva korroosioprosessi on hyvin paikallinen, josta johtuen on todennäköistä, että punosvauriot tapahtuvat hyvin lyhyellä matkalla. Tämä voi olla haitallista rakenteen toiminnalle, mikäli paljon punoksia syöpyy poikki pienellä alueella.

Rakenteen halkeilu:

Jännepunokset sijoittuvat yleisesti hyvin suojaan rakenteen sisälle, jolloin rakenteen pinnassa olevat halkeamat eivät kiihdytä jännepunosten vaurioitumismekanismeja. Varsinkin jälkijännitettyjen ja –injektoitujen punosten tapauksessa jännepunosten sijainti ja sijoittuminen suojaputkeen tarjoavat hyvän suojan ulkoisia rasituksia vastaan.

Jälkijännitetyn ja injektoidun janteen heikkona kohtana voidaan pitää janteen ankkuri- aluetta, joka monesti on silloissa sijoitettu sillan päähän. Jännittämisessä käytettävien suurien voimien myötä ankkurialueella vallitsee suuri paikallinen mekaaninen rasitustila, joka saattaa aiheuttaa betonirakenteeseen halkeilua, jota kautta ympäristön vaikutukset ulottuvat syvemmälle rakenteeseen. Ankkurien jälkivalut tehdään useimmiten ahtaissa ja hankalissa paikoissa ja niissä käytetyn laastin tai betonin laatu voi olla puutteellinen, jolloin jälkivalun ankkuria suojaava vaikutus jää vaillinaiseksi. Edellä esitetty yhdistettynä ankkurialueelle tapahtuvaan vesivuotoon aiheuttaa vuotavan veden pääsyn ankkurin kautta vaikuttamaan suojaputken sisäpuolelle.

2.2.2 Vaurioitumismekanismit sisäisistä syistä

Injektointiaineen kloridit:

Jännepunoksen vaurioituminen rakenteen sisäisistä syistä johtuu pääosin jännepunoksen välittömässä yhteydessä olevan injektointilaastin ominaisuuksista. Injektointilaastiin voi päätyä klorideja mm. seuraavista syistä:

- Kloridien käyttäminen kiihdyttävänä lisäaineena injektointilaastissa
- Kloridien ja metallipölyn käyttäminen paisuttavana lisäaineena injektointilaastissa
- Kiviaines on kloridipitoista
- Suolapitoista vettä on käytetty injektointilaastin valmistamisessa

Edellä kuvatut saattavat korroosiolle suotuisissa oloissa aiheuttaa jännepunokselle kloridikorroosiota kaikkialla punoksen injektoidulla matkalla. Korroosioaurioiden sijainti riippuukin siten muista (korroosiolle suotuisista) olosuhteista punoksen pituussuunnassa.

Injektointiaineen kloridipitoisuus vaikuttaa myös suojaputken säilyvyyteen, mikäli kyseessä on korroosiolle altis materiaali. Suojaputken syöpyessä puhki ulkopuoliset kemialliset rasitukset pääsevät vaikuttamaan myös putken sisällä oleviin punoksiin.

Vuotavat varausputket:

Jälkijännitetyissä ja -injektoiduissa rakenteissa varausputket asennetaan raudoitteiden sekaan ennen rakenteen valua. Valun aikana ja jälkeen voi varausputkeen vuotaa tuoreesta betonimassasta erottunutta vettä, joka kertyy varausputken matalimpiin kohtiin (notkoihin). Vuotovesi pääsee varausputkeen ankkureiden, liitosten sekä varausputkeen asennusaikana tulleiden vauriokohtien kautta. [3]

Vuotoveden emäksisyys katoaa nopeasti ilman aiheuttaman karbonatisoitumisen vaikutuksesta ja lisäksi se sisältää betonin kiviaineksesta ja sementistä liuenneita suoloja, sulfaatteja sekä klorideja. Putkeen asennetut jännittämättömät ja injektointimattomat jännepunokset ovat vuotovedessä uidessaan alttiina voimakkaalle kuoppakorroosiolle, jossa korroosiosyöpymän syvyys voi saavuttaa 1 mm mitan jo viikoissa. [3]

Erityisen vaarallista tämänkaltainen korroosio on, koska sen vaikutus rajoittuu alueelle, jossa varausputki tekee notkon. Tällöin potentiaalista paikallista vaurioitumista tapahtuu paljon samalla alueella, jolloin rakenteen turvallisuus heikkenee.

Injektoinnin työvirheet:

Injektoinnin työvirheet liittyvät vääränlaiseen injektointimassaan tai työsuoritukseen. Injektoinnin työvirheiden tuloksena varausputkeen voi jäädä tyhjätiloja, joista johtuen punoksen korroosiosuoja ja tartunta jää vaillinaiseksi.

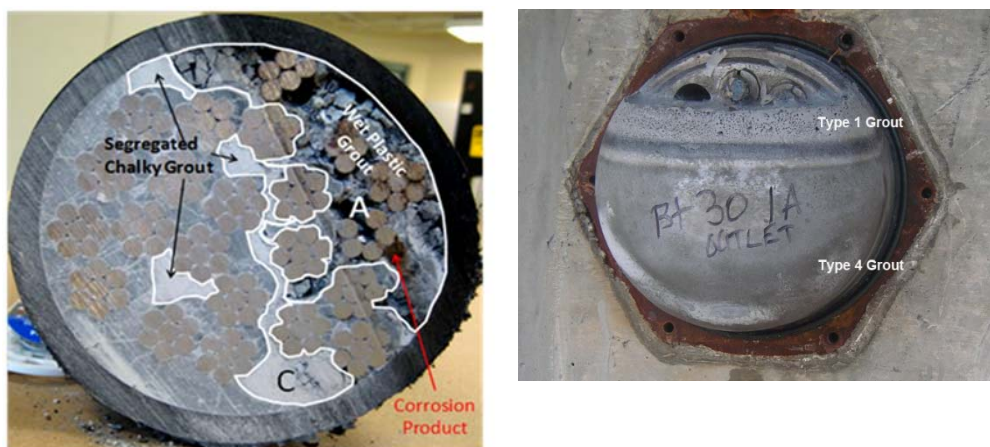
Injektointimassaan liittyviä ongelmia ovat mm:

- Massan erottuminen
- Liian jäykkä massa
- Plastisen vaiheen tiivistymisen myötä aiheutuva putken vajaatäyttö
- Injektointimassan virtaaminen väärään suuntaan tai liiallinen virtaaminen yleensä

Varausputkesta aiheutuvia ongelmia:

- Liian pieni kaarevuussäde
- Tukkeutunut tai lytistynyt putki
- Venttiilit väärässä kohtaa
- Liian pieni varausputki punosten määrään nähden
- Liian suuri varausputki punosten määrään nähden

Huomattavaa on, että edellä mainitut virheet voivat esiintyä yhdessä ja voimistaa toistensa vaikutusta, jolloin on mahdotonta sanoa mikä on putkessa esiintyvien tyhjätilojen primäärinen syy. Tyhjätiloja tai epätiiviyttä voi syntyä myös injektoinnin jälkeen



Kuva 2-1 Poikkileikkaus jännitetyn rakenteen a) injektointiputkesta; b) ankkurin jälkivalusta, jossa tapahtunut injektointimassan erottumista. [8]

Kuva 2-1 esittää injektointiputkea, jossa massa on erottunut. Tyypillisesti erottuminen ja tyhjätila muodostuu putken yläreunaan, kuten tässäkin tapauksessa. Putken yläpinta valuhetkellä osoittaa kuvassa ylös ja oikealle. Vyöhykkeellä A erottunut injektointilaasti on kovettunut savimaiseksi harvavaluksi, vyöhykkeellä C kalkkipitoiseksi ja tumman harmaalla alueella vasemmalla alhaalla tiivistynyttä injektointimassaa. Vastaavat ovat havaittavissa myös kuva 2.1b):ssä.

Injektoinnin työvirheiden johdosta aiheutuva jännepunosten puutteellinen korroosio-suoja voi olla rakenteen toiminnan kannalta hyvin haitallinen, etenkin, jos vauriot ovat kasautuneet jostain edellä kuvatusta syystä eri putkissa lyhyelle matkalle rakenteen pituussuunnassa ts. samaan poikkileikkaukseen. Esimerkiksi järjestelmällisesti liian pieni varausputken kaarevuussäde useampiaukkoisen sillan välituella kaikissa putkissa johtaa injektoinnin epätäydellisyyteen tässä poikkileikkauksessa vastaavasti useassa putkessa. Epäonnistuneesta injektoinnista johtuen korroosiolle alttiita jännepunoksia on paljon samassa poikkileikkauksessa.

2.3 Tyhjätilojen vaikutus

Erityisesti jälkijännitetyjen ja -injektoitujen rakenteiden potentiaalisena ongelmana on jännepunosten suojaputken injektoinnin epätäydellisyys ja siitä johtuvat tyhjätilat. Injektoinnin tyhjätiloilla on vaikutus sekä jännepunosten säilyvyyteen että niiden tartuntaan.

2.3.1 Säilyvyys

Injektoinnin epätäydellisyydestä johtuvissa tyhjätiloissa korroosioprosessi pääsee etenemään rakenteen elinkaaren aikana. Erityisesti paikalliset tyhjätilat voivat aiheuttaa voimakasta korroosiota, koska jännepunoksen ympärillä olevat erilaiset kemialliset ja fysikaaliset olosuhteet voivat muodostaa konsentraatiokennon jännepunoksen pituussuunnassa.

Tehtyjen tutkimusten perusteella [4], on todettu että voimakkainta korroosiota voidaan havaita osittain täyttyneissä varausputkissa laastin ja tyhjätilan rajapinnassa jännepunoksen pituussuunnassa. Sitä vastoin täysin injektointilaastittomissa putkissa koko jännepunoksen matkalla havaittiin monissa tapauksissa ainoastaan ohutta pintaruostekerrosta, jonka ansiosta jännepunoksen poikkipinta-ala ei ollut merkittävästi vähentynyt. Vastaavasti pintaruosteisuutta on havaittu Suomessa tehdyissä rakenteiden avauksissa [5]

2.3.2 Tartunta

Tyhjätilat vaikuttavat negatiivisesti säilyvyyden lisäksi punoksen tartuntaan ja yhteistoimintaan muiden rakenneosien kanssa. Ääritilanteessa, jossa injektointi on epäonnistunut siten, että punos ei ole laisinkaan kontaktissa suojaputken laastiin, menettää punos voimanvälityskykynsä kokonaan katketessaan. Tämä on verrattavissa tartunnatoman jänteen tapaukseen, jossa jännevoima välittyy rakenteelle ainoastaan jänteen päissä sijaitsevien ankkureiden kautta.

Parhaassa tapauksessa jännepunosten tartunta edesauttaa voimien jakautumista punosvaurion jälkeen siten, että katkennut punos tarttuu ympäröivään laastiin. Tämä tartunta mahdollistaa jänteen toiminnan muilta osin vauriokohdan ulkopuolella mobilisoiden rakenteeseen edelleen esijännitysvoiman aiheuttamaa puristusjännitystä.

3 Rakenteellinen toiminta punosten katketessa/vaurioituessa

3.1 Yleistä

Jännitetyn rakenteen etuna pidetään jänneteräksillä aikaansaatua puristusjännitystä, joka mahdollistaa poikkileikkaukseltaan kevyemmän rakenteen verrattuna vastaavaan jännittämättömään rakenteeseen. Jännepunoksilla aikaansaadulla puristuksella voidaan vaikuttaa rakenteen muodonmuutoksiin niitä pienentävästi sekä siten rajoittaa betonin halkeilua ”vedetyssä” pinnassa. Murtorajatilassa tartunnalliset jännepunokset käyttäytyvät poikkileikkauksessa mekaanisesti vastaavalla tavalla kuin tavanomaisetkin raudotteet, jos rakenne on suunniteltu poikkileikkaukseltaan sitkeäksi, jolloin teräkset myötävät ennen kuin betoni saavuttaa murtuu rakenteen puristetusta pinnasta.

Punoksen katkeamisella korroosion seurauksesta on poikkileikkaustasolla kaksi päävaikutusta:

- 1) Poikkileikkauksen murtokapasiteetti pienenee, mikä on suora seuraus vähentyneestä teräsmäärästä kyseisessä poikkileikkauksessa. Myös korroosion aiheuttama terästen poikkipinnan väheneminen (punoksen katkeamatta) aiheuttaa vastaavalla tavalla murtokapasiteetin pienenemistä.
- 2) Poikkileikkauksessa vaikuttava esijännitys pienenee. Koko rakenteen sisäisen tasapainon säilymiseksi on oltava siten, että jännepunoksessa on yhtä paljon vetoa kuin ympäröivässä rakenteessa puristusta. Katkenneessa punoksessa vetojännitys häviää (tartunnattomassa ääritapauksessa koko janteen matkalta), jolloin rakennetta puristava voima pienenee. Puristusvoiman pieneneminen pienentää poikkileikkauksen halkeamamomenttikapasiteettia.

3.2 Punoksen tartunta

3.2.1 Punoksen tartuntamekanismit

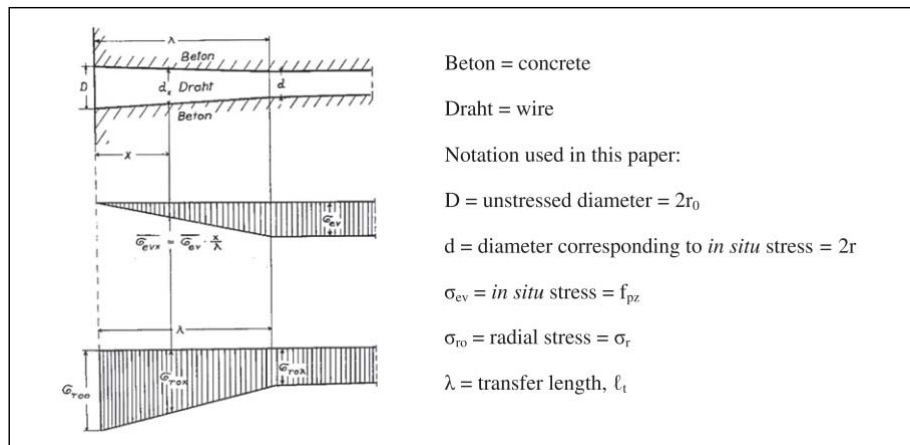
Kun jännepunos katkeaa, hyvä tartunta saa aikaan sen, että punos voi edelleen toimia suunnitellulla tavalla muissa poikkileikkauksissa palkin matkalla. Jänneteräksen ja injektointilaastin välinen tartunta pyrkii estämään jänneteräksen palaamista alkuperäiseen pituuteensa (ennen jännittämistä). Tartunnasta johtuva estynyt muodonmuutos (uudelleen ankkuroituminen, re-anchoring) kehittää jännepunokseen voiman jollakin rajallisella matkalla. Tämä puolestaan aikaansaa sen, että rakenne voi toimia suunnitellusti kuormia vastaan muissa poikkileikkauksissa etäämpänä vauriokohdasta.

Punoksen tartuntamekanismi ympäröivään injektointilaastiin tapahtuu viitteen [7] mukaan kolmella tavalla.

- 1) Kitka/adheesio
- 2) Mekaaninen lukittuminen
- 3) Hoyerin efekti

Tartuntamekanismeista viimeinen toimii erityisesti esijännitysvoimaa rakenteelle välittävänä mekanismina. Hoyerin efekti on tärkeä etenkin esijännitettyjen elementtien tapauksessa, jossa jänteet päästetään vasta betonin kovettuttua. Tilanne on hyvän tartunnan tapauksessa samankaltainen myös jälkijännitetyssä rakenteessa punoksen katketessa. Punoksen katketessa, katkeamiskohdassa punoksen vetojännitys putoaa nolnaan, jolloin Poissonin luvun kautta vaikuttava Hoyerin efekti saa langan turpoamaan takaisin alkuperäiseen (jännittämättömään) läpimittansa. Tällä ilmiöllä on punoksen tartuntaa parantava vaikutus, koska se parantaa myös edellä kuvatusa syystä kitkan ja mekaanisen lukittumisen vaikutuksia.

Ulkoisten kuormien vaikutuksesta punos pyrkii venymään, jolloin vastaavasti jänne-punoksen halkaisija pienenee, mistä johtuen kontakti ympäröivään laastiin voi heiketä ja tartunta huonontua. Kitka, adheesio ja mekaaninen lukittuminen puolestaan toimivat tartunnan välittämässä ulkoisenkin kuorman vaikuttaessa.



Kuva 3-1 Hoyer-efekti ja tartunnan kehittyminen jännepunoksen päästä esijännitetyn rakenteen tapauksessa. [7]

Kuva 3-1 esittää Hoyer-efektin kehittymistä esijännitetyssä rakenteessa, kun esijännitetty punos päästetään rakenteen päässä. Jälkijännitetyn ja -injektoidun punoksen tapauksessa teoreettisesti alimman kuvaajan arvon pitäisi pudota nolnaan tartuntapituiden matkalla.

Punosten ankkurointi-ilmiötä on tutkittu erityisesti esijännitettyjen elementtien tapauksessa, kun punokset ankkuroituvat suoraan betoniin jännevoiman päästössä. Jälkijännitettyjen rakenteiden kannalta punosten ankkurointikykyä tarvitaan vasta punosten katketessa. Tällöin yksittäisen punoksen ankkurointiin kehitetyt kaavat eivät välttämättä pidä paikkaansa johtuen jänteiden, injektointilaastin ja suojaputken yhteisvaikutuksesta. Jänteen ja injektointilaastin tartuntaa tarvitaan myös ehjien jälkijännitettyjen jänteiden tapauksessa, kun rakenne saa ulkoisia kuormia, jotka muuttavat rakenteen jännitystilaa. Tällöin rakenteen poikkileikkaustasot säilyvät tasoina (ei tapahdu liukumaa) ja suunnittelussa käytetyt palkkiteorian oletukset täyttyvät.

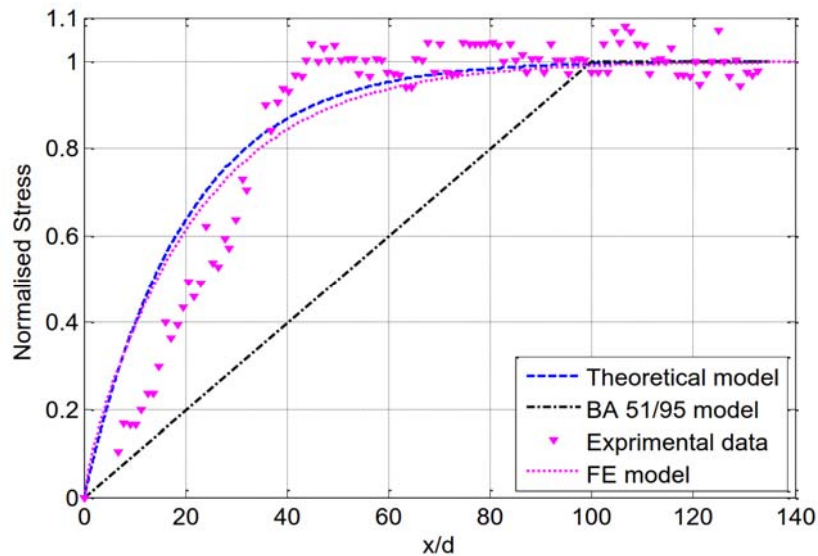
3.2.2 Tartuntaolosuhteiden vaikutus

Jännepunoksen voiman muutos välittyy ensisijaisesti tartunnalla sitä ympäröiviin materiaaleihin, eli injektointilaastiin ja muihin punoksiin, joilta voima edelleen välittyy eteenpäin muulle rakenteelle suojaPUTKEN ja rakenteen välisellä tartunnalla. Useasta jännepunoksesta koostuvan jännekulun ankkuroitumiseen kaikkien tai joidenkin punosten katketessa vaikuttavaa täten injektoinnin täyttöaste punosten ympärillä, punosten painautuminen toisiaan vasten, punosten painautuminen suojaPUTKEA vasten, injektointilaastin tartunta suojaPUTKEN seinämään ja suojaPUTKEN tartunta muuhun rakenteeseen. Useasta jännepunoksesta koostuvan jännekulun tartuntaa ei ole tutkittu niin paljon kuin yksittäisen punoksen tartuntaa ympäröivään betoniin johtuen siitä, että jälkijännityksissä rakenteissa pääasiallinen voimien siirto jänteiltä rakenteelle tapahtuu ankkurikappaleiden kautta.

Yksittäisten tekijöiden vaikutusta jänteiden uudelleen ankkuroitumiseen on tutkittu 60-80 luvulla muutamassa tapauksessa mutta ilman, että tartuntaa kuvaamaan olisi luotu tarkkaa laskennallista mallia. Yhdistyneiden kuningaskuntien standardissa BS 5400 -4 (1990) oli esitetty yksittäisten punosten tartunnan kaavasta muokattu kaava monta punosta käsittävälle jänteelle, jossa jänteen tartuntajännitys oli vakio. Määrittääkseen tarkemman kaavan Abdelatif et al. kehittivät rakenteen yhteissopivuusehdoista kaavan, jolla voisi laskea punoksen tartuntajännityksen jakauman tarkemmin tapauksessa, jossa punos katkeaa. Näin jänteen uudelleen ankkuroitumisvirtaus voidaan laskea kaavalla:

$$x = \frac{r_s}{2\alpha\phi} \left[\left(\frac{1}{B} + \frac{\mu_s}{E_s} \frac{1}{B^2} \right) \ln \left(1 + \frac{B}{A} f_s \right) - \left(\frac{1 - \mu_s}{E_s} + \frac{\mu_s}{BE_s} \right) f_s \right]$$

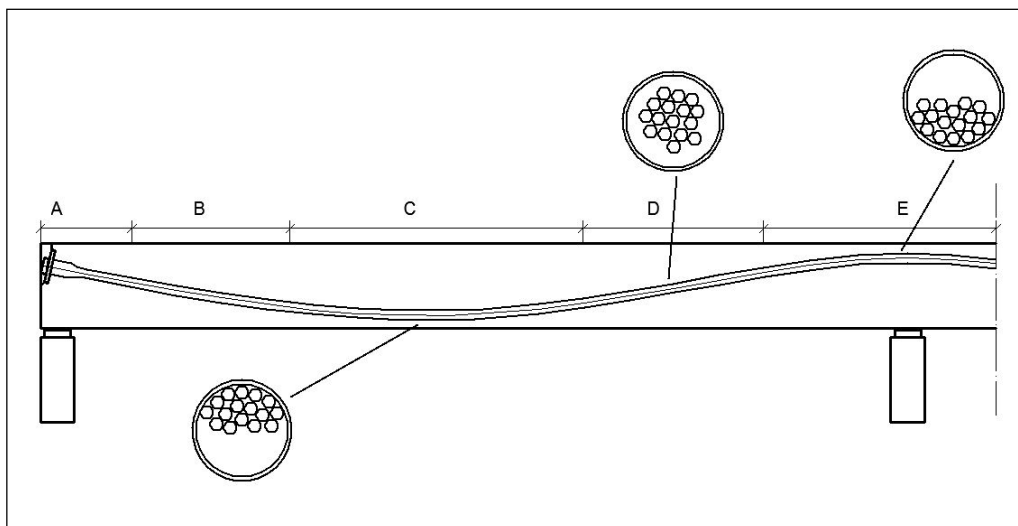
Kaavaa oikeellisuutta on pyritty varmistamaan kokein ja FE-mallein, joiden perusteella on havaittu kaavan pitävän tarkastelluissa tapauksissa hyvin paikkansa, ks kuva X. Kyseinen kaava ottaa huomioon jänteen ominaisuudet (jännitys f_s , kimmokerroin E_s , poisson luku μ_s), jänteen nimellisen halkaisijan (ϕ), jänteen kontaktipinta-alan injektointimassaan (α), suojaPUTKEN materiaalin, injektointimassan lujuuden, betonin lujuuden ja leikkausraudoituksen (sisältyvät termeihin A, B ja r_s). Määrittämisessä ja sen validoinnissa on oletettu jänneteräs umpinaiseksi suoraksi sylinteriksi, joka katkeaa kerralla yhdestä kohtaa ja jonka ympärillä on täydellinen injektointi. Injektoinnin tyhjätiloihin, kaareviin jännekulkuihin tai vain nipun yksittäisten punosten katkeamiseen tutkimuksessa ei otettu kantaa. [14]



Kuva 3-2 Jännekaapelin tartunnan teoreettisten mallien vertailu koetuloksiin, d on jännekaapelin halkaisija

Jännekulun yksittäisten katkenneiden punosten uudelleen ankkurointia on koekuormituksin koestanut Eichinger et al. Koekuormituksissa käytöstä poistettuja Sigma Oval jänneteräksistä tehtiin 24 koekappaleita, joissa 8 tai 12 lankaa on injektointina suojaputkeen. Suojaputken ympäröivän betonirakenteen ominaisuuksia muuteltiin. Yksittäiset jänneteräokset koekappaleiden sisällä olivat katkaistu 0,25 m, 0,50 m tai 0,75 m välein, kun langan laskennallinen ankkurointipituus on 0,50 m. Koekappaleille tehtiin vetokoe, josta selvisi, että vetokestävyys riippuu vaurioiden välisistä etäisyyksistä, jänteiden raudoitusasteesta ja ympäröivästä betonirakenteesta. Selkein pudotus vetokapasiteetissa nähtiin, kun vaurioiden etäisyys oli 0,25 m, jolloin vetokapasiteetti putosi n. 10 %. Tuloksista nähtiin, että yksittäinen jännteen katkeaminen tiputtaa paikallisesti kapasiteettia poikkipinta-alansa mukaan, mutta jos toinenkin lanka/punos katkeaa ankkurointipituuden päässä, täytyy vaurioiden yhteisvaikutus ottaa huomioon. Koekuormituksissa jänneet olivat jännittämättömiä ja suoria sekä ympäröivä injektointi oli täydellinen. [6]

Mackie et al. tutki ankkurialueella tapahtuvan vaurion vaikutusta rakenteen toimintaa koekuormittamalla 7, 12 tai 19 punoksen jännekulkujen ankkurikappaleita. Tarkoituksena kuormituksilla oli selvittää, voivatko sillan ulkoiset jänneet vaurion tapahtuessa edelleen ankkuroitua ympäröivään betoniin ankkuri- tai ohjauspalkin kohdalla. Kuormituksissa havaittiin, että pienemmät jänneet pystyivät ankkuroitumaan hyvin sekä niihin pystyttiin vetämään edelleen 90 % myötövoimasta ilman suuria liukumia. 19 punoksen jänneiden tapauksessa ankkurointi ei ollut riittävä, sillä punosten turpoaminen uudelleen ankkuroitumisen yhteydessä aiheutti ympäröivään betoniin ja suojaputkeen niin suuria muodonmuutoksia, että rajapinnan tartuntaominaisuudet heikkenivät reilusti. Koekuormituksissa injektointi oli täydellinen. [13]



Kuva 3-3 Tyypillinen jännekulku jälkijännitettyssä palkissa ja punosten asema suoja-putkessa.

Kuva 3.3 esittää kaarevan jännekulun punosten sijoittumisvaihtoehtoja suoja-putken poikkileikkauksessa. Sijoittuminen vaikuttaa siihen, kuinka injektointilaasti ympäröi punokset ja sitä kautta vaikuttaa yksittäisen punoksen tartuntaan. Käytännössä tutkimusta tilanteesta, jossa injektointi on paikallisesti epäonnistunut ja punos/punoksia katkeaa jossain kuvassa esitettyssä poikkileikkauksessa ei ole. Periaatteessa yhden langan tai punoksen katketessa ankkurointipituus voi olla joitain kymmeniä senttejä ja koko jänteen katketessa reilusti yli metrin, jos injektointi on täydellinen.

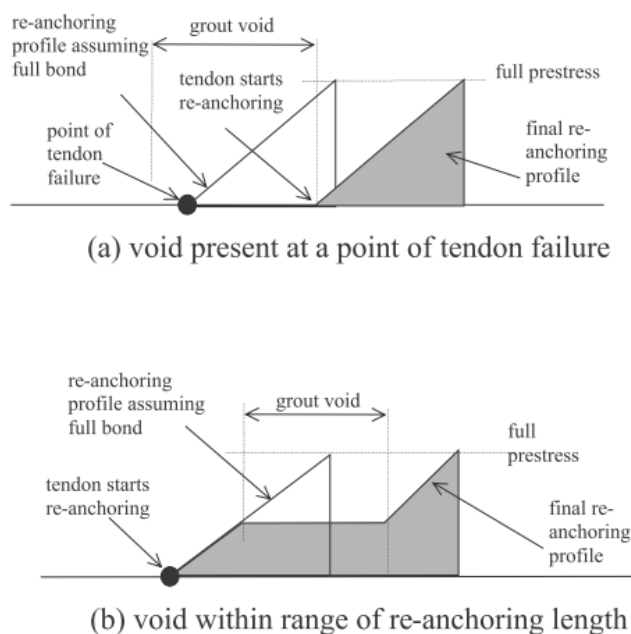
3.3 Rakenteellinen vaurionsietokyky

3.3.1 Taivutusmomenttikapasiteetti

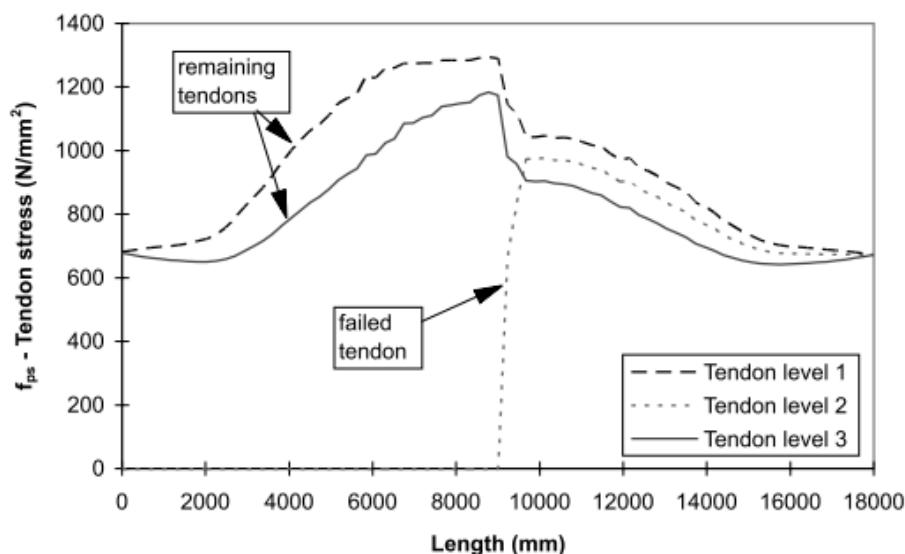
Katkenneet jännepunokset pienentävät suoraan rakenteen murtokapasiteettia, koska toimivaa raudoitetta on poikkileikkauksessa vähemmän kuin suunniteltu. Esijännitysvoiman pienenemisellä ei sinänsä ole vaikutusta rakenteen murtokapasiteettiin, mutta esijännitysvoiman pienentyessä myös rakenteen halkeilutaipumus vedetyllä puolella kasvaa. Jännitetyn poikkileikkauksen momentti-käyristymä-yhteyksiä eri jänneteräsmäärän häviöillä laskemalla voidaan todeta, että jänneteräsmäärän väheneminen vaikuttaa lineaarisesti poikkileikkauksen laskennalliseen vetojännitystila-, halkeilu-, ja murtomomenttiin. Poikkileikkauksen laskennallinen murtokäyristymä kasvaa epälineaarisesti jännemäärän pienetessä [15]

Edellyttäen, että poikkileikkauksen murtotapa on sitkeä, voi rakenteen murtoon vaadittava kuorma olla suurempi kuin kuorma joka vaaditaan yksittäisen poikkileikkauksen murtamiseen. Kuormat jakautuvat uudelleen rakenteen plastisen toiminnan vuoksi. Ongelmia voi tuottaa korroosion aiheuttama jänneterästen hauraus, jolloin rakenteen jäykkyys tippuu nopeasti punosten katketessa tavanomaista murtovenymää pienemmällä venymällä. Jos poikkileikkauksessa kuitenkin on edelleen ehjiäkin punoksia, voi rakenteella kuitenkin olla sitkeyttä jäljellä vaikka momenttikapasiteetti on tällöin huomattavasti alhaisempi. Hankaluuksia tuottaa myös jänneiden korroosioasteen selvitys siten, että rakenteen kapasiteetin laskennan voi suorittaa luotettavasti. Jopa laboratorio-olosuhteissa korroosioasteen vaikutus palkin murtokapasiteettiin voi olla vaikea arvioida [16]

Jänteiden korroosiovauriot ja injektoinnin tyhjätilojen huomioiminen rakenteen käyttäytymisessä ja murtokapasiteetissa edellyttää käytännössä aina epälineaarista tai portaitaista analyysiä. Tällöin täytyy pystyä määrittämään poikkileikkauskohtaisesti vaurioiden määrät sekä materiaalien toiminta vaurioituneena. Lisäksi on vaurioiden ja tyhjätilojen aiheuttamat rakenteen pituussuunnassa. Katkennut punos pyrkii uudelleen ankkuroitumaan ympäröivään rakenteeseen, mutta injektoinnin puutteet voivat kasvattaa ankurointipituutta, kuten on esitetty kuvassa 3.3. Injektoinnin tyhjätilat tulee huomioida myös, vaikka punokset eivät olisikaan poikki, koska jänteet toimivat tyhjätilan alueella kuten tartunnattomat jänteet ja poikkileikkaus tasot eivät pysy tasoina. Tämä johtaa työlääseen iteratiiviseen laskentaan, kuten Cavell et al. on esittänyt laskiessaan tyhjätiloja ja punosvauriota sisältävän yksiaukkoisen sillan toimintaa. Laskennan tuloksia on esitetty kuvassa 3.4. Rakenteen staattisen määäämättömyyden lisääntyessä (useampiaukkoisen silta) laskenta monimutkaistuu. [9]



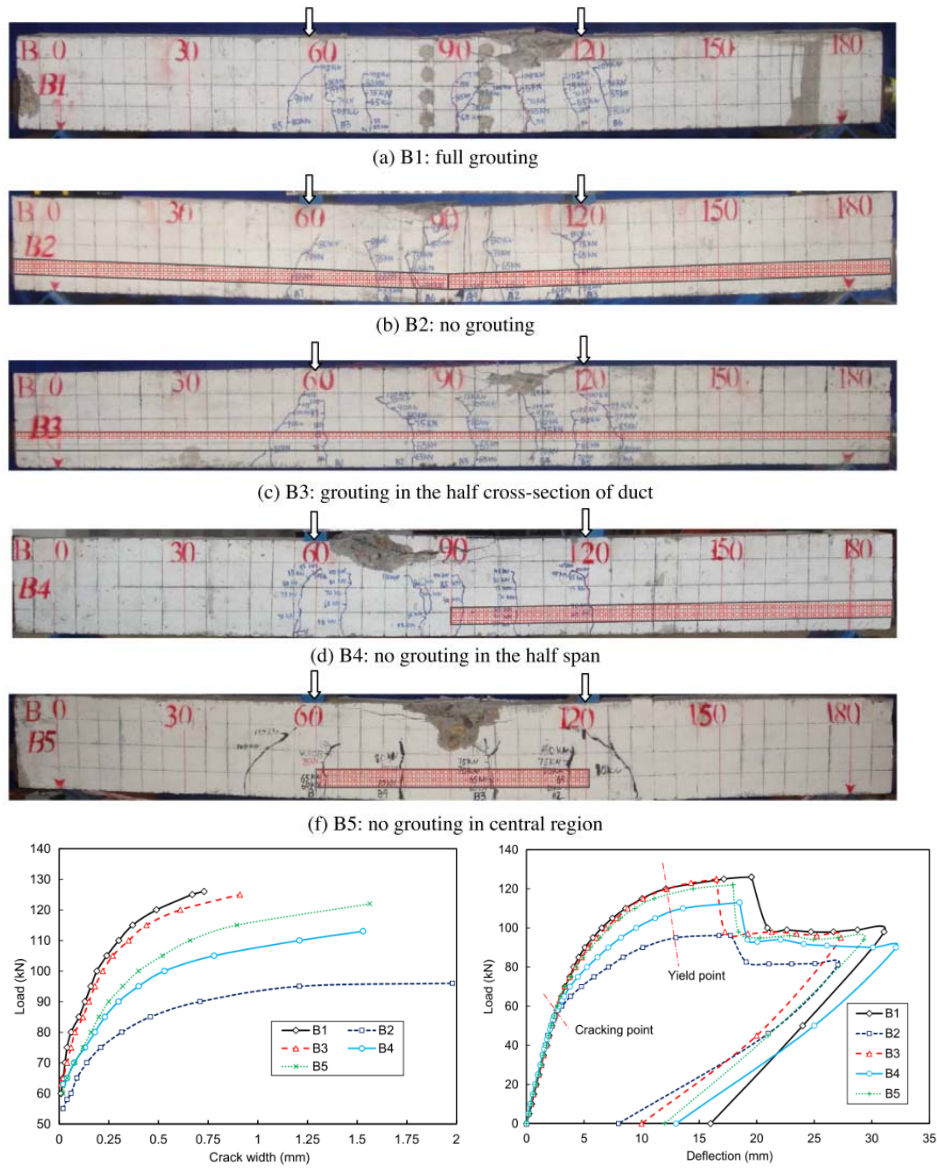
Kuva 3-4 Injektoinnin tyhjätilan vaikutus katkenneen punoksen uudelleen ankkurointiin [9]



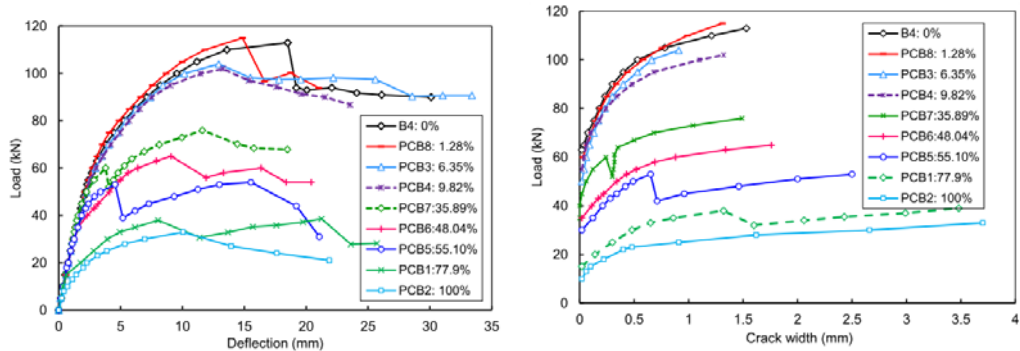
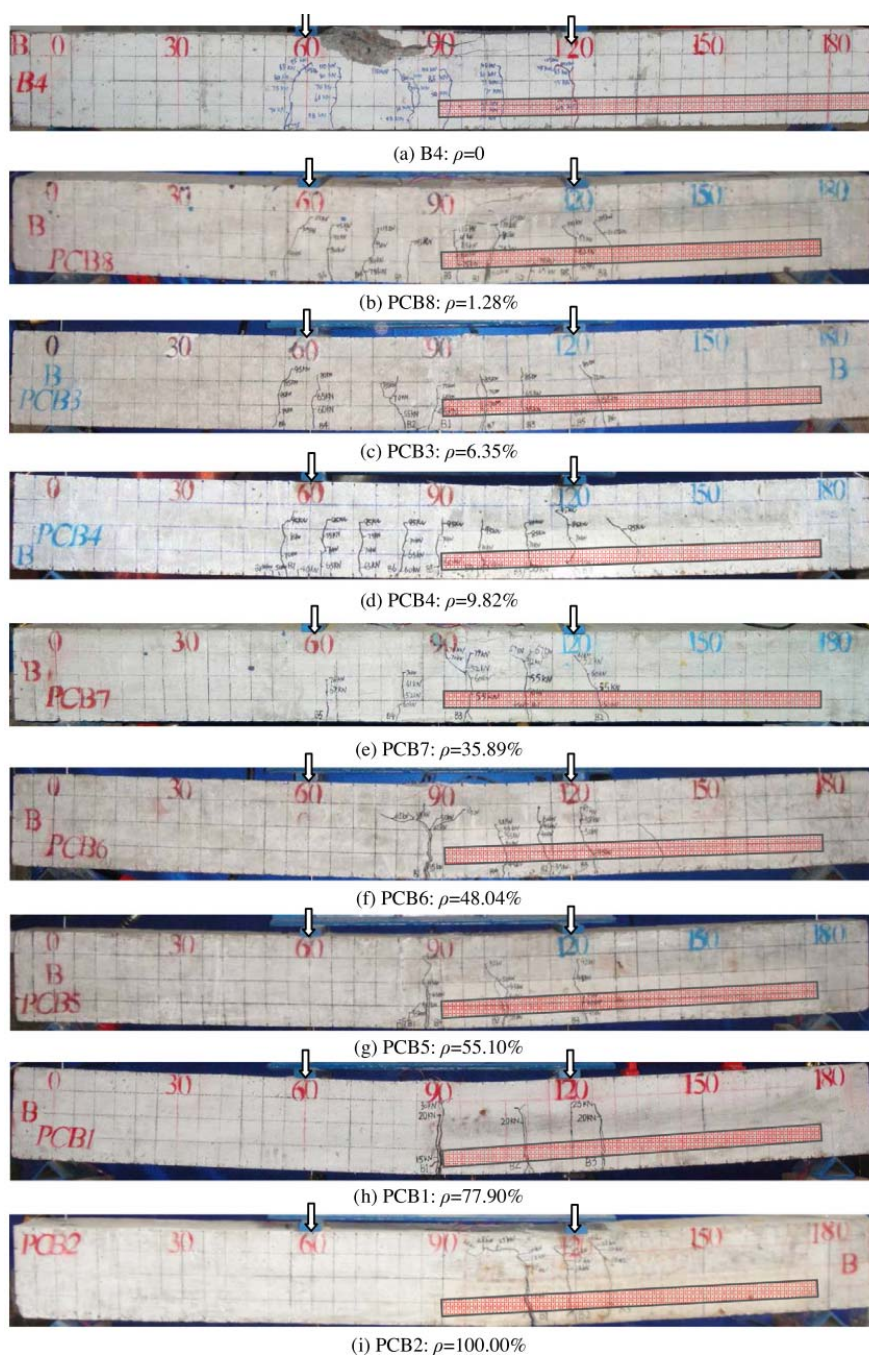
Kuva 3-5 Yksiaukkoisen jännitetyn palkin jänneterästen jännityksen jakauma palkin pituusmatkalla yhden jänteen katketessa ja ankkuroituessa uudelleen [9]

Laskennallisten tarkastelujen ollessa hyvin työläisiä, on injektoinnin tyhjätilojen ja jänneiden korroosion vaikutusta selvitetty koekuormittamalla laboratorioissa tarkoitusta varten rakennettuja heikennettyjä palkkeja. Minh et al. ovat koestaneet taivutuskokeessa palkkeja, joiden injektoinnin täyttöasteet oli 0 %, 33 %, 66 % tai 100 % ja joiden korroosiota oli kiihdytetty sähkövirralla. Palkit sisälsivät yhden suojaputken sisällä olleen punoksen, joka oli esijännitetty 60 % myötölujuudesta. Korroosion havaittiin selkeästi pienentävän murtokapasiteettia, mutta syy ei niinkään ollut jänneiden poikkipinta-alan muutoksessa vaan se, että suojaputken ruostumisesta johtuen jänteen tartunta palkkiin heikkeni. Esimerkiksi kapasiteetti tippui 30 % vaikka jänteen massasta oli kadonnut vasta 0,8 %. [17]

Wang et al. kuormittivat jännitettyjä betonipalkkeja, joissa oli jäljitelty erilaisten injektoinnin tyhjätilojen ja punosten korroosioasteen vaikutusta palkin taivutuskäyttäytymiseen. Jänteisiin aiheutettiin vaurioita kiihdytettyllä korroosiolla. Jännitetyille betonipalkeille tehtyjen koekuormitusten perusteella injektoinnin puuttuminen paikallisesti kasvattaa selkeästi palkin halkeamaväliä ja halkeamien leveyttä koska jänneet pääsevät liukumaan suhteessa betonirakenteeseen ja poikkileikkauskohtaisesti oletus tasojen säilymisestä tasoina ei enää pidä paikkaansa. Samalla pienenee myös rakenteen murtokuorma ja halkeamamomentti vaikka jänneiden korroosio olisikin vähäistä. Kuormituksissa havaittiin myös, että tyhjätilojen vaikutus palkin käyttäytymiseen on suurempi silloin, kun tyhjätilat sijaitsevat palkin leikkaus-taivutusalueella kuin puhtaasti taivutusalueella. Koepalkeissa jännekulut olivat suoria. Koepalkeilla jossa suojaputki oli puolittain täytynyt, käyttäytyminen vastasi lähes koepalkkia, jossa suojaputki oli täydellisesti injektoitu. Koetuloksia on esitetty kuvissa 3.5 ja 3.6. [11]



Kuva 3-6 Injektoinnin tyhjätilojen vaikutus palkin taivutuskäyttäytymiseen. [11]



Kuva 3-7 Jänneterästen korroosioasteen vaikutus palkin taivutuskäyttäytymiseen. [11]

3.3.2 Leikkauskapasiteetti tuella

Jänneteräksillä aikaansaatu puristava esijännitystila voidaan hyödyntää leikkauskapasiteettia lisäävänä tekijänä. Lisäksi jännekulkujen kaarevuuden aikaansaama ohjausvoima voidaan huomioida tuella leikkausmurtokapasiteettia kasvattavana tekijänä.

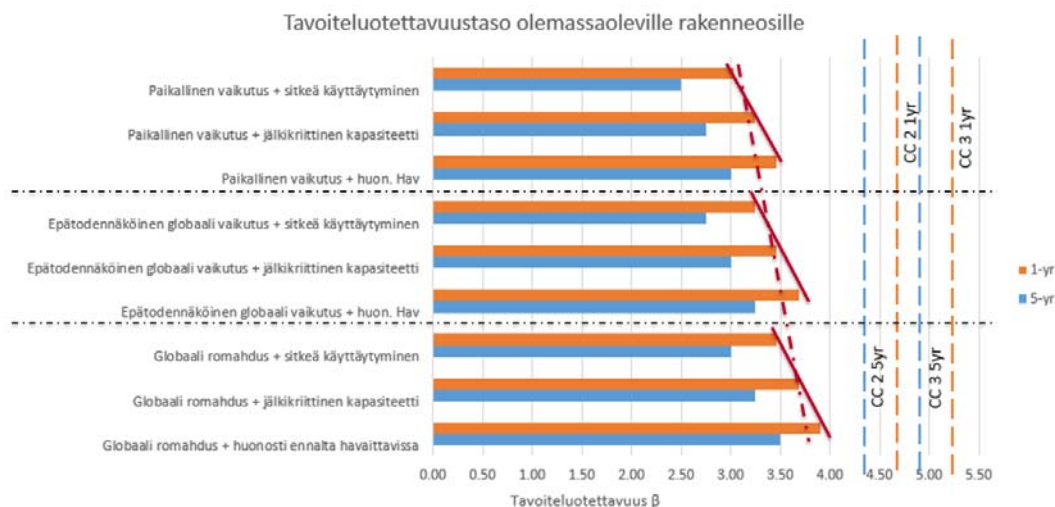
Leikkausmurtokapasiteetin voidaan olettaa pienenevän, mikäli jännepunos katkeaa ankkurialueen välittömässä läheisyydessä tai välitukialueella ja punoksen uudelleen-ankkuroituminen ei tapahdu lyhyellä matkalla.

Kokeellista tutkimusta, jossa olisi suoraan koitettu havainnoida jänteiden vaurion vaikutusta palkin leikkauskapasiteettiin ei kirjallisuudesta löydy. Coronelli et al. on tutkinut jänteiden katkaisemista palkin taivutuskokeessa, jossa havaittiin, että suuren leikkausvoiman alueella jänteiden vaurioituminen voi aiheuttaa hauraan leikkausmurron. Tutkimuksessa todettiin myös, että asiaa tulisi tutkia lisää, joten asiasta ei voida vielä sanoa olevan ratkaisevaa tutkimustietoa. [10]

3.4 Vaurionsietokyvyn merkitys tavoiteluotettavuuteen

Rakenteen vaurionsietokyky on merkittävä seikka rakenteen turvallisuuden lisäämisessä. Tämän vuoksi joidenkin maiden normit ovat huomioineet olemassa olevien rakenteiden analysoinnissa. On järkevää, että pienempi ja paikallisesti rajoittuva vauriomuoto hyväksytään tapahtuvaksi useammin kuin suuri, koko rakennejärjestelmää koskeva, sortuma. Samoin tavoiteluotettavuuden arvoon alentavasti vaikuttavaksi edulliseksi ominaisuudeksi voidaan katsoa rakenteen hyvä vaurionsietokyky.

Alla olevassa kuvassa on laskettu CAN/CSA-normin mukaisesti tavoiteluotettavuuksia eri tapauksissa olemassa oleville rakenteille. Rakenteelta vaadittava luotettavuus kasvaa odotettavissa olevien vaurion seurausten/vaikutusten kasvaessa sekä vaurionsietokyvyn pienentyessä.



Kuva 3-8 Vaurion laajuuden ja rakenteen sitkeyden vaikutus suositeltavaan tavoiteluotettavuuden arvoon olemassa oleville rakenteille. [18]

4 Menetelmä jännitetyn sillan vaurioasteen arvioimeksi kantavuuslaskentaa varten

Menetelmä on kehitetty Münchenin teknillisessä yliopistossa, Saksassa [19] jänneterästen vähittäisen vaurioitumisen arvioimiseen. Menetelmää on yleisesti käytetty sellaisten siltojen turvallisuuden arviointiin, joissa on käytetty korroosion aiheuttamalle haurastumiselle alttiita jänneteräksiä. Arvioinnin tuloksena saadaan tietoa siltapoikkileikkauksen murtotavasta ja siitä onko mahdollisuutta äkilliseen murtoon.

4.1 Yleiskuvaus

Laskentamenetelmän kantavana ajatuksena on kiinnittää huomiota jännepunosten etenevään vaurioitumiseen ja tämän mahdollisesti aiheuttamaan haurasmurtorisktiin. Tarkastelussa on poikkileikkauksen kuormankantokyvyn varmistaminen tapahtuneen halkeilun jälkeisessä tilassa. Tässä tapauksessa halkeilu voidaan tarkastuksessa tai muutoin havaita riittävän ajoissa ja ryhtyä tarvittaviin toimiin sillan käytön rajoittamiseksi tai sillan vahventamiseksi.

Halkeamatarkastelu tehdään tavallisella kuormitusyhdistelyllä, jossa huomioitu pysyvien kuormien lisäksi jokin liikennekuorman tavallinen tai usein toistuva arvo. Tämän jälkeen arvioidaan, onko poikkileikkauksella kykyä kantaa suurempi, harvemmin toistuva, kuorma. Laskenta on siten kaksivaiheinen.

4.1.1 Vaihe 1: Jäljellä olevan jänneteräsmäärän määrittäminen poikkileikkauksen haljetessa

Pääkohdat:

- Tutkitaan poikkileikkauksittain jäljellä oleva jänneteräsmäärä halkeaman syntyessä tavallisella kuormalla. Käytännössä jänneteräsmäärää vähennetään, kunnes poikkileikkaus halkeaa.
- Käytettävä liikennekuorman tavallinen arvo on valittava paikallisesti
- Betonin vetolujuus on tässä tapauksessa huomioitava, koska kasvattaa halkeamakapasiteettia ja siten vaikeuttaa vaurion havaitsemista

Sovitettavia asioita:

- Sopiva liikennekuorman tavallinen arvo, jotta halkeilu on riittävän yleistä vaurion havaitsemiseksi
- Huomioitavat pysyvät tai samanaikaiset kuormat, tärkeimpinä pintalämpötila-ero ja tukipainuma.

Tässä kohden on huomioitava, että viitteen [19] menetelmässä tavallisessa (frequent)-yhdistelyssä käytetty liikennekuorman toistumisjakso on 2 viikkoa, kun se eurokoodissa on määritetty 1 viikon mittaiseksi.

4.1.2 Vaihe 2: Poikkileikkauksen kapasiteetti vähentyneellä jänneteräsmäärällä

Pääkohdat:

- Tutkitaan poikkileikkauksen kapasiteettia harvinaisella (rare)-kuormalla ja edellisessä kohdassa määritellyllä vähennetyllä jänneteräsmäärällä.
- Lähteessä on annettu ehdot materiaalien jännitysten rajoittamiselle
 $\sigma_s \leq \bar{f}_y$, Raudoiteteräksen jännitys korkeintaan myötölujuuden keskiarvo
 $\sigma_p \leq f_{y.k.p}$, Punosjännitys kimmoisalla alueella
- Riittävä varmuus todennetaan käyttäen yhteyttä:

$$\gamma_r = \frac{(M_{Az,r} + M_{As} - M_{vx})}{M_q}, \gamma \geq 1$$

Sovitettavia asioita:

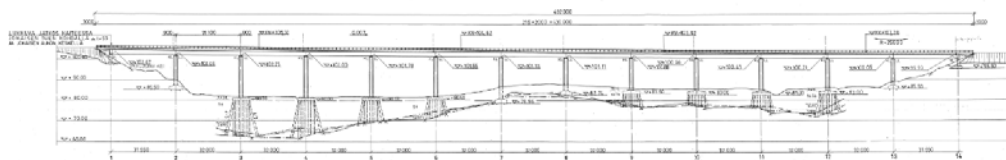
- Sopiva liikennekuorman harvinainen arvo
- Huomioitavat pysyvät tai samanaikaiset kuormat, tärkeimpinä pintalämpötila-ero ja tukipainuma.
- Menetelmän perusteella turvallisesti luokitellun rakenteen luotettavuustaso

4.2 Sillan kantavuuden määrittäminen

4.2.1 Case: Markkulan alikulkusilta

Lähtötiedot:

$L = 31,55 + 11 \cdot 32 + 31,55 = 415$ m Yhteensä 13 aukkoa. Silta on rautatieliikenteen silta.

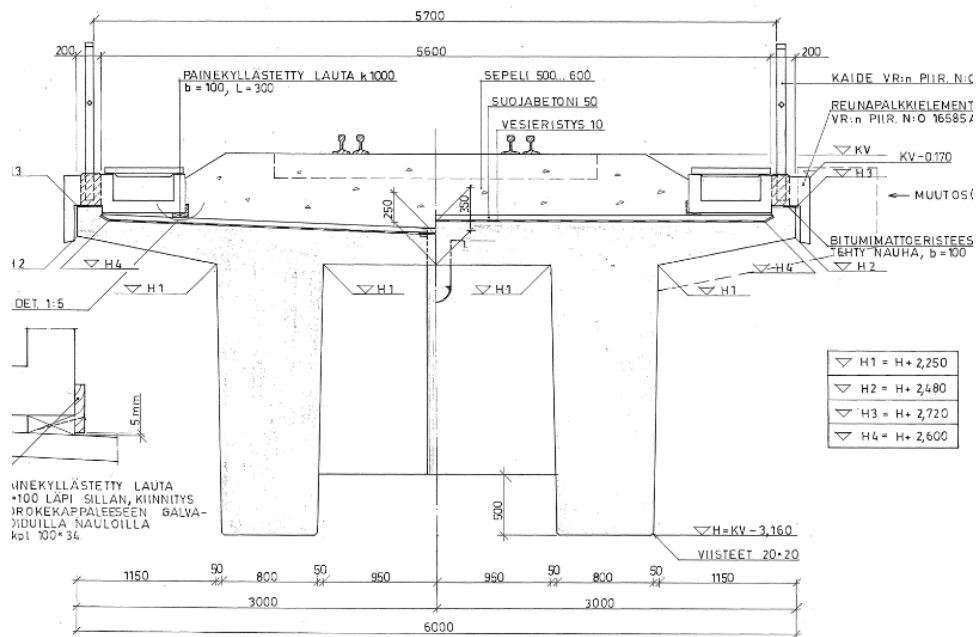


Kuva 4-1 Markkulan alikulkusillan sivukuva

Rakenteelliselta toiminnaltaan sillan jänteet ovat yksiaukkoisia.

Materiaalit kannessa:

- Betoni AK400
- Raudoitusteräs A40H, harjateräs
 - o Suojabetonipeite 35 mm
 - o 4 T14 alapinnassa läpi
- Jönnemenetelmä BBRV 44Ø6
 - o $A_p = 1244 \text{ mm}^2/\text{nippu}$
 - o $2 \times 11 = 22$ nippua
 - o St150/170
 - o $P_0 = 1662 \text{ Mp}$, jättövoima jänteisiin
 - o $P_\infty = 1335 \text{ Mp}$, voima jänteissä häviöiden jälkeen
 - o $E_p = 205 \text{ GPa}$
- Arvioitu pitkäaikainen häviö 25 %

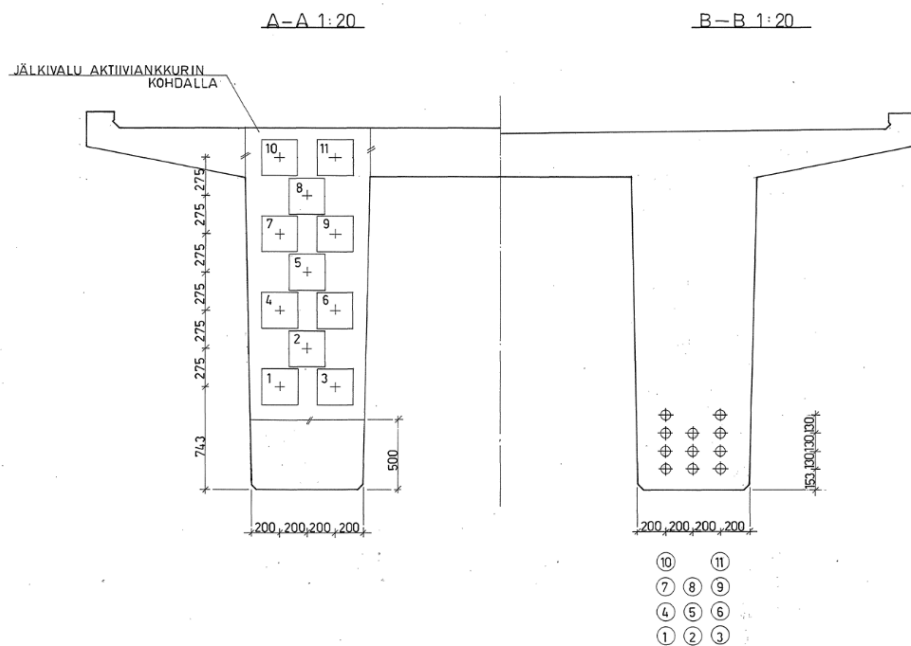


Kuva 4-2 Tarkasteltavan poikkileikkauksen mittapiirros

Kuormat:

- Kannen omapaino 154 kN/m
- Tukikerroksen oma paino 45 kN/m
- Arvioitu raideliikennekuorman tavallinen arvo 100 kN/m

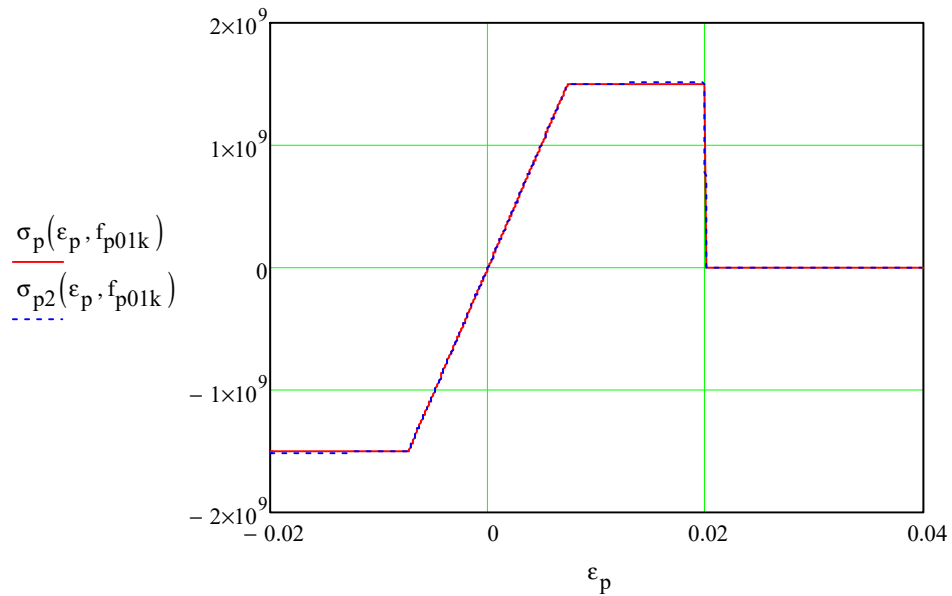
Tutkitaan poikkileikkauksen kapasiteettiä tarkastelemalla poikkileikkauksen puolikasta pystysuoran symmetria-akselin toiselta puolelta.



Kuva 4-3 Jänneterästen sijoittuminen ja sillan poikkileikkaus: A-A päässä; B-B jänne-teen keskellä.

Olettamuksia:

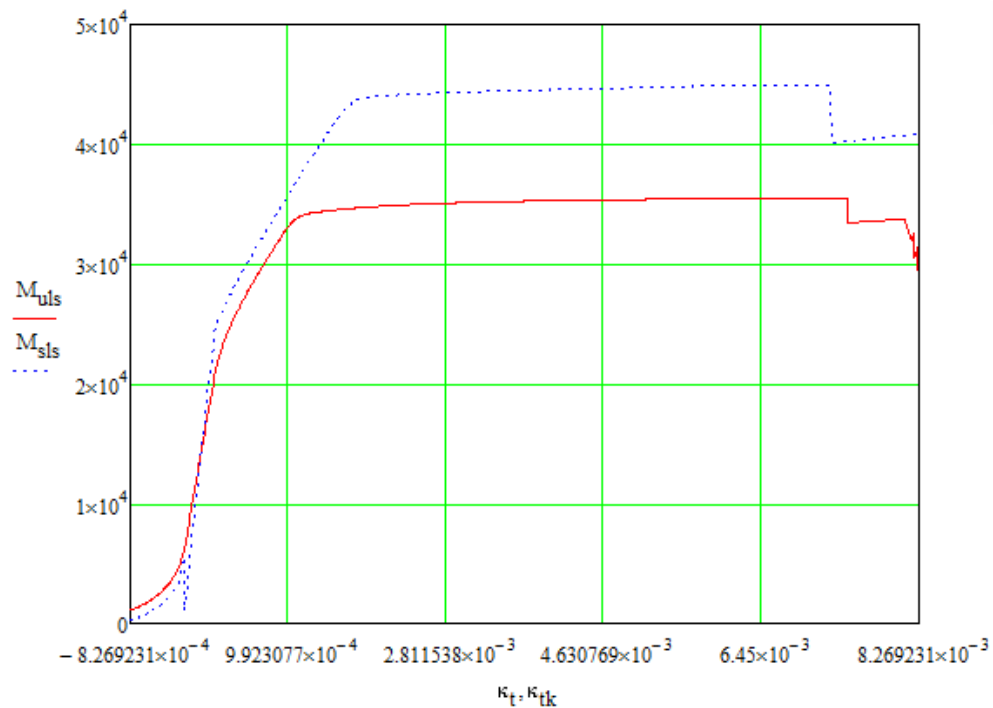
- Poikkileikkauksen tasot säilyvät tasoina
- Betoni halkeaa vetolujuuden ylittyttyä
- Jänneteräs ei myötölujitu
- Jänneteräs katkeaa, kun murtovenymä saavutetaan $\epsilon_{pu}=0.02$
- Tutkitaan poikkileikkausta aukon keskellä jänteen puolella välissä



Kuva 4-4 Jänneteräksen jännitys-muodonmuutos-kuvaaja

Tarkastelu aukon keskellä:

Lasketaan poikkileikkauksen momentti-käyristymäyhteys.



Kuva 4-5 Poikkileikkauksen puolikkaan momentti-käyristymä-yhteys, murtorajatilassa (punainen) sekä käyttörajatilassa (sininen)

Kuvaajasta voidaan päätellä murtomomentin MRT ja KRT-arvot sekä halkeamamomentti koko poikkileikkaukselle.

- Osavarmuuksilla laskettu murtorajatilan murtokapasiteetti 71.0 MNm (MRT)
- Murtokapasiteetti ilman osavarmuuksia 90.0 MNm (KRT)
- Halkeamamomentti 47.1 MNm (KRT)

Tutkitaan kyseessä olevan poikkileikkauksen käyttäytymistä edellä kuvatulla menetelmällä. Allaolevassa taulukossa sarake JRED kuvaa kerrointa, jolla jänneteräspinta-alaa vähennetään samoin kuin jännevoimaa. Tässä yhteydessä kuormaksi on valittu fiktiivinen 100 kN/m raiteeseen vaikuttava pintakuorma, jonka katsotaan tässä yhteydessä edustavan kuorman tavallista arvoa. Ensimmäisellä rivillä on poikkileikkaus laskettu täydellä jänneteräsmäärällä. Toisella rivillä jänneteräsmäärää on vähennetty 20%.

Sarakkeet järjestyksessä (1) jäljellä oleva jänneteräs; (2) Hyötykuorman arvo; (3) Oman painon aiheuttama taivutusmomentti, (4) poikkileikkauksen halkeamamomentti; (5) Poikkileikkauksen murtomomentin suunnitteluarvo

Kun jänneteräsmäärää on vähennetty noin 24% saavutetaan tilanne, jossa tavallisen yhdistelmän momentti saavuttaa poikkileikkauksen halkeamamomentin. ts. poikkileikkaus halkeaa tavallisella yhdistelmällä, kun jänneteräsmäärä on vähentynyt tähän. Tämä on esitetty rivillä 3.

Kyseisellä jänneteräksen määrällä voidaan laskea myös murtomomentti. Tässä taulukossa on käytetty Siltojen kantavuuslaskentaohjeen mukaisia osavarmuuskertoimia ja siten on saatu 0.76 kertaisella jänneteräsmäärällä (alkuperäiseen verrattuna) laskettu murtokapasiteetin suunnitteluarvo.

Taulukko 4.1 Etenevän vaurion vaikutus poikkileikkauksen kapasiteetteihin. Taulukossa keltaisella on kullakin rivillä muutettu arvo, vihreällä arvot joita vertailaan rivillä keskenään.

| JRED | q.hyöty [kN/m] | M.G [MNm] | M.tot [MNm] | M.cr [MNm] | M.Rd [MNm] | Selite |
|------|-------------------|--------------|----------------|---------------|---------------|--------|
| 1 | 100 | 24 | 36.2 | 47.1 | 71 | "FREQ" |
| 0.8 | 100 | 24 | 36.2 | 38.2 | 57.6 | |
| 0.76 | 100 | 24 | 36.2 | 35.8 | 55 | |
| 0.76 | 255 | 24 | 55 | 35.8 | 55 | "RARE" |

Taulukon viimeisellä rivillä on hyötykuormaa kasvatettu siten, että taivutusmomentin kokonaisarvo saavuttaa edellisellä rivillä vähennetyllä jänneteräsmäärällä lasketun murtokapasiteetin. Näin menetellen saadaan suurin mahdollinen arvo harvinaiselle kuormalle, joka tässä esimerkissä saa olla tavalliseen kuormaan nähden 2,55-kertainen.

Menetelmän luotettavuustarkastelu:

Suoritetaan simulointi laskemalla poikkileikkauksen murtomomentti 10 000 kertaa.

Murtomomentti on laskettu:

$$M_u := f_p \cdot A_p \cdot \left(d_p - \frac{x}{2} \right) + f_{s1} \cdot A_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{2} \right)$$

jossa puristuspinnan korkeus on laskettu

$$x := \frac{f_p \cdot A_p + f_{s1} \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{cc} \cdot b_{cf}}$$

ja joissa

| | |
|----------|---------------------------|
| f_p | = Jänneteräksen lujuus |
| f_{s1} | = raudoiteteräksen lujuus |
| f_{cc} | = betonin puristuslujuus |
| b_{cf} | = Puristuspinnan leveys |
| A_p | = Jänneteräspinta-ala |
| A_s | = Raudoiteteräspinta-ala |

Lujuudet oletetaan satunnaismuuttujiksi

Taulukko 4.2 Materiaalien lujuuksien keskiarvot ja hajonnat

| Muuttuja | Keskiarvo [MPa] | Keskihajonta [MPa] |
|----------|-----------------|--------------------|
| f_{cc} | 46 | 5.75 |
| f_{s1} | 448 | 9 |
| f_p | 1650 | 33 |

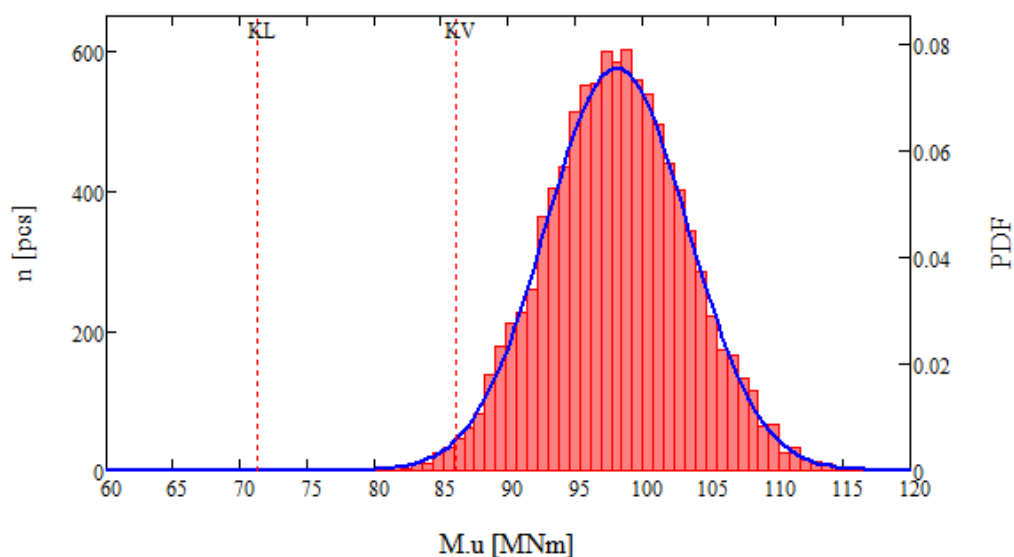
Lisäksi simulaatioon on lisätty yleisepävarmuutta kuvaava normaalijakautunut satunnaismuuttuja, jonka keskiarvo on 1 ja hajonta 5%. Tällä suurella kerrotaan murtomomenttia.

4.2.1.1 Ehjä poikkileikkaus

Taivutuskapasiteetin murtorajatilan design-arvo on laskettu käyttämällä sillan kantavuuslaskentaohjeessa esitettyjä osavarmuuslukuja kunkin materiaalin ominaisarvolle:

- betonille 1.35
- raudoitusteräkselle 1.15
- Jänneteräkselle 1.25 (koska kyseessä on ennen vuotta 1980 rakennettu silta)

Seuraavassa kuvassa on esitetty tulosjakauma, johon on merkitty edellä lasketut taivutusmomentin arvot, murtorajatilassa (design) ja ominaisarvoilla laskettu murtomomentti.



Kuva 4-6 Markkulan sillan poikkileikkauksen kapasiteetin jakauma jänteen keskellä sekä suunnitteluarvon ja ominaisarvon sijoittuminen tähän kantavuuslaskentaohjeen mukaan (KL), sekä kehittyvän vaurion menetelmän mukaan.

Simuloimalla saadaan jakauman parametreiksi eri jäljellä olevien jänneterästen määrillä laskettuna taulukon 4.3 mukaiset arvot. Lisäksi taulukkoon on merkattu vastaavilla jänneteräksen määrillä lasketut kapasiteetin suunnitteluarvot.

Taulukko 4.3 Jännebetonipoikkileikkauksen kapasiteetin jakaumaparametrit ja eri tavoilla lasketut kantavuuden suunnitteluarvot. (1 Kehittyvän vaurion menetelmän mukainen mitoitusarvo, (2) Kantavuuslaskentaohjeen mukainen mitoitusarvo.

| | μ_{Mu} [MNm] | σ_{Mu} [MNm] | $M_{u,KV}$ [MNm] ⁽¹⁾ | $M_{u,KL}$ [MNm] ⁽²⁾ |
|-----------------------------|---------------------|------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Ehjä poikkileikkaus, JRED=1 | 98.104 | 5.298 | 86.156 | 71.266 |
| JRED = 0.8 | 78.82 | 4.227 | 70.022 | 58.142 |
| JRED = 0.76 | 74.959 | 3.998 | 66.749 | 55.465 |

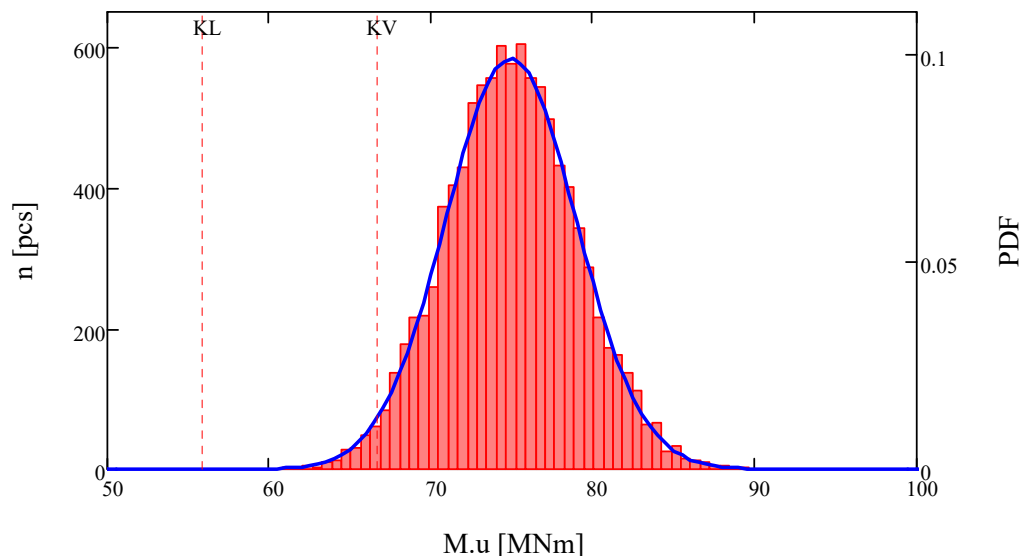
Taulukosta havaitaan, että kehittyvän vaurion menetelmällä lasketut arvot ovat järjestäen korkeampia verrattuna kantavuuslaskentaohjeen vastaaviin. Tämä tarkoittaa suoraan, että mitoituspiste on valittu fraktililtaan suuremmaksi kehittyvän vaurion menetelmässä verrattuna kantavuuslaskentaohjeeseen. Tästä suorana seurauksena on mitoituspisteen alittavien arvojen esiintymistodennäköisyyden kasvaminen.

Ehjän poikkileikkauksen tapauksessa (kuva 4.6):

- kantavuuslaskentaohjeen kaavalla laskettu arvo edustaa fraktiilia $2.04 \cdot 10^{-7}$ (alitustodennäköisyys $1/4.903 \cdot 10^6$)
- kehittyvän vaurion menetelmällä laskettu arvo edustaa fraktiilia 0.012 (alitustodennäköisyys $1/82$)

4.2.1.2 Vaurioitunut poikkileikkaus

Vastaavasti voidaan analysoida poikkileikkausta, joka on vaurioitunut. Käytetään oletusta, että poikkileikkauksen jänneteräksistä 24% on katkennut.



Kuva 4-7 Markkulan sillan heikentyneen poikkileikkauksen kapasiteetin jakauma jänteen keskellä sekä suunnitteluarvon sijoittuminen tähän kantavuuslaskentaohjeen mukaan (KL), sekä kehittyvän vaurion menetelmän mukaan.

Taulukossa 4.3 esitetyt murtomomentin keskiarvot ja suunnitteluarvot suhtautuvat simulaatiotuloksiin kuvan 4.7 esittämällä tavalla. Vastaavasti kuin edellisessä laskettuna: Vaurioituneen poikkileikkauksen tapauksessa (kuva 4.6):

- kantavuuslaskentaohjeen kaavalla laskettu arvo edustaa fraktiilia $1.365 \cdot 10^{-6}$ (alitustodennäköisyys $1/7.326 \cdot 10^5$)
- kehittyvän vaurion menetelmällä laskettu arvo edustaa fraktiilia 0.022 (alitustodennäköisyys $1/46$)

Tässä kohden on huomioitava, että tarkastelu tässä rajoittuu ainoastaan kapasiteettiin ja siten alitustodennäköisyydet, joita edellä on mainittu eivät liity suoraan vauriotodennäköisyyteen. On kuitenkin huomattava, että vauriotodennäköisyys on murtorajatilamitoituksessa näitä suurempi ja tässä esitetty arvo edustaa käytännössä "vauriotodennäköisyyttä" siinä tapauksessa, että kuorma olisi eksaktisti lasketun kapasiteetin suuruinen (jolloin alitustodennäköisyys = vauriotodennäköisyys)

4.2.2 Kokonaisluotettavuus, kehittyvän vaurion menetelmä

Tutkitaan saman sillan avulla menetelmän (ja sillan) kokonaisluotettavuutta tekemällä oletuksia kuorman tilastollisesta jakaumasta.

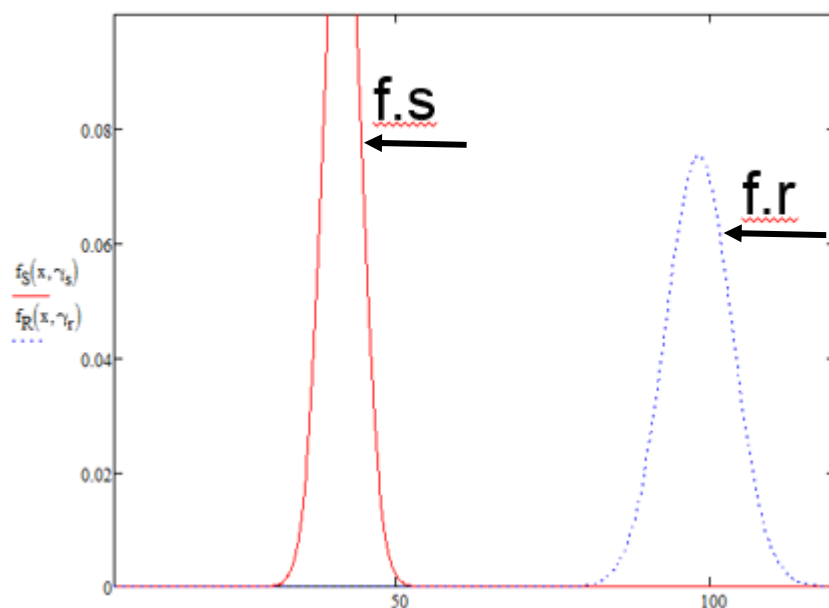
Liikennekuormakaavion taivutusmomenttivaikutuksen ominaisarvo sillan keskijänteellä on 20.8 MNm. Ja omanpainon vaikutus 24 MNm. Oletetaan, että kuormakaavio LM71 edustaa rautatieliikennekuorman 50 vuoden toistumisjakson kuormaa eli vuosittainen ylitystodennäköisyys on 2%. Oletetaan lisäksi, että liikennekuorman ääriarvon hajonta on 10 %. Tästä johtamalla saadaan vuosittaisen ääriarvon odotusarvoksi 17.3 MNm

Yhdistetyn kuormavaikutuksen (omat painot + liikennekuorma) jakaumaparametreiksi saadaan laskemalla odotusarvo 41,3 MNm ja keskihajonta 2.96 MNm.

Ehjän poikkileikkauksen tapauksessa saadaan laskettua vauriotodennäköisyys integroimalla jakaumien yli.

$$p_{fl} := \int_0^{1000} \int_0^s f_R(r, \gamma_r) \cdot f_{S,tot}(s, \gamma_s) dr ds = 0$$

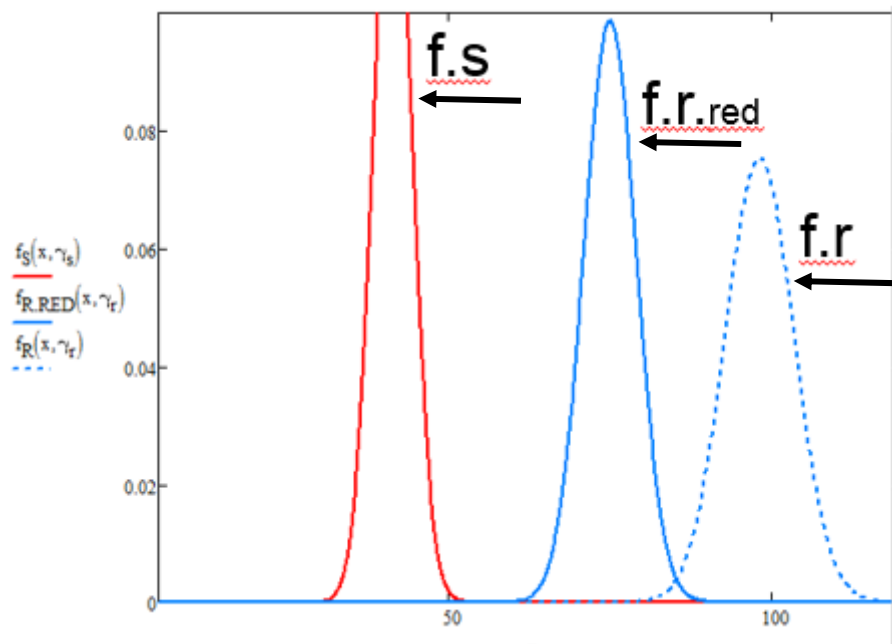
$$\beta_{ww} := -qnorm(p_{fl}, 0, 1) = 9.225$$



Kuva 4-8 Rasituksen jakauma (*f.s*) sekä kapasiteetin (*f.r*) jakauma ehjällä poikkileikkauksella.

Havaitaan, että saavutettu luotettavuusindeksi on tällä yksittäisellä rakenteella ja tässä poikkileikkauksessa hyvin korkea laskettaessa vuoden toistumisjakson kuormilla.

Seuraavaksi tutkitaan luotettavuustasoa siinä tilanteessa, jossa osa jänteistä on katkenut. Tällöin luotettavuusindeksi laskee ja murtumistodennäköisyys kasvaa. Vaurioituneen poikkileikkauksen kapasiteettijakauman parametrit ovat odotusarvo 74.959 MNm ja keskihajonta



Kuva 4-9 Rasituksen jakauma ($f.s$) sekä kapasiteetin ($f.r$) jakauma ehjällä poikkileikkauksella sekä sellaisella poikkileikkauksella, josta jännepunoksia on katkennut 24%. ($f.r.red$)

Vastaavasti tästä saadaan integroimalla

$$p_{f1} := \int_0^{1000} \int_0^s f_{R,RED}(r, \gamma_r) \cdot f_{S,tot}(s, \gamma_s) dr ds = 9.66 \times 10^{-12}$$

$$\beta_{ww} := -\text{qnorm}(p_{f1}, 0, 1) = 6.711$$

jolloin luotettavuusindeksin arvo on edelleen korkea, vaikka jänneterästä on poistunut poikkileikkauksesta niin paljon, että poikkileikkaus on halkeillut oletetulla tavallisella kuormalla.

Edellä kuvattu tarkastelu ei kuitenkaan vastaa mitoituksen rajatilaa – ääritapausta siitä, että rakenne olisi todellisessa rajatilassa, jolloin kuorman suunnitteluarvo vastaisi kestävyys suunnitteluarvoa. Yhtälöin ilmaistuna:

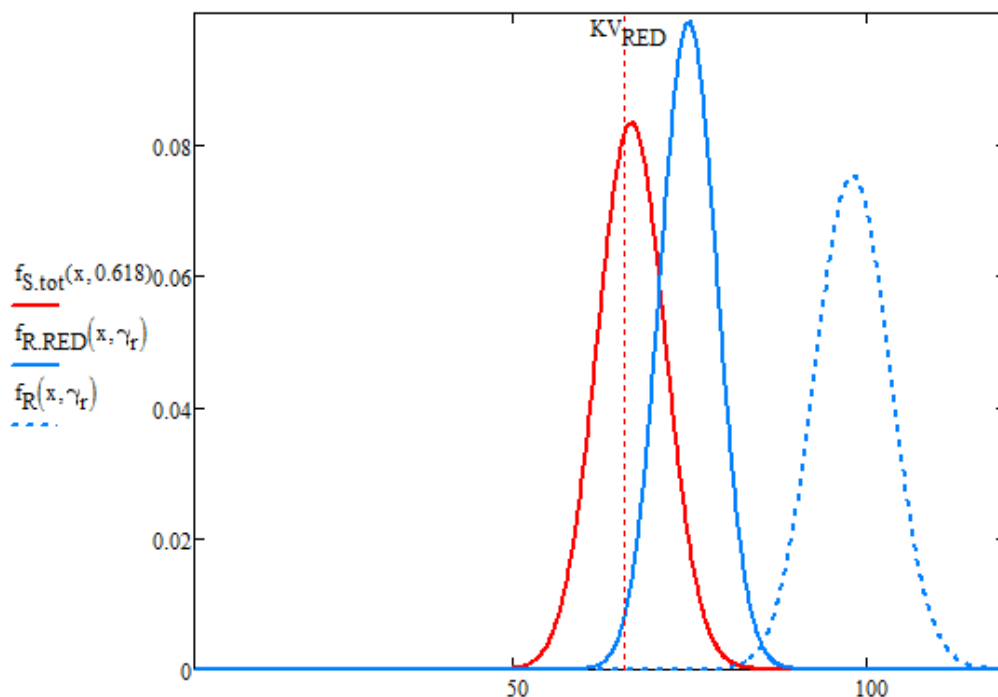
$$G = R - S \geq 0 \quad (xx)$$

josta edelleen saadaan johdettua kehittyvän vaurion menetelmän mitoitusehto, missä R^* on ko. menetelmällä laskettu kapasiteetti.

$$\gamma_r = \underbrace{(M_{Az,r} + M_{As} - M_{vx})}_{R^* = KV} / \underbrace{M_q}_{S^*} \quad ; \quad \gamma_r \geq 1.0$$

Tässä kohden siis jakaumat voidaan asettaa mitoituspisteeseen siten, että R^* ja S^* ovat yhtenevät ja tässä tilanteessa laskea menetelmällä aikaansaatu luotettavuus.

Kehittyvän vaurion menetelmällä laskettu mitoituskapasiteetin suunnittelu-arvo on taulukon 4-3 mukaan 66.749 MNm tilanteessa, jossa jänneteräksistä on katkennut 24 %.



Kuva 4-10 Rasituksen jakauman (f_s , pun) suunnittelu-arvo asetettu mitoituspisteeseen yhdessä kapasiteetin jakauman (f_r , sin. ehjä) kanssa.

Tähän pisteeseen asetamme vuosittaisen kuormituksen ääriarvojakauman odotusarvon, koska mitoitusehtona annetaan, että vuoden toistumisjakson kuormaa käytetään mitoitussarvona. Siten jakaumaa f_s tulee siirtää oikealle, kunnes jakauman huippu saadaan osumaan vaak-akselilla kohtaan 66.749 MNm. Tämä piste on ylläolevassa kuvassa kuvattu punaisella katkoviivalla KV_{RED} .

Rasitusjakauman keskiarvo saadaan siirrettyä tähän pisteeseen käyttämällä rasitukselle kerrointa (toimii vastaavasti kuin osavarmuusluku). Tämä kerroin saadaan rasituksen odotusarvon ja mitoituskapasiteetin välisestä suhteesta.

$$\frac{\mu_{S,tot}}{KV_R} = 0.618$$

Integroimalla tämä vastaavasti saadaan luotettavuusindeksin arvo:

$$p_{f,RED,KV} := \int_0^{1000} \int_0^s f_{R,RED}(r, \gamma_r) \cdot f_{S,tot}(s, 0.618) dr ds$$

$$\beta_{KV} := -\text{qnorm}(p_{f,RED,KV}, 0, 1) = 1.292$$

Saatu arvo on yhden vuoden arvo ja huomattavan matala vastaten vauriotodennäköisyyttä 9,8 % eli noin 1/10. Tämä tarkoittaisi, että yksi kymmenestä tämänkaltaisesta rakenteesta murtuisi vuoden aikana. Luotettavuustasoa ei voida pitää riittävänä. Ohjeen mukaan tämänkaltainen mitoitustilanne on kuitenkin mahdollinen. Siis tilanne, jossa mitoituskuorma vastaa mitoituskapasiteettia eli käyttöaste on 100 %.

4.2.3 Kokonaisluotettavuus, kantavuuslaskentaohje

Vastaavasti voidaan laskea kantavuuslaskentaohjeen avulla saaduilla arvoilla luotettavuustaso, kun mitoitusehto on voimassa.

$$p_{f,RED,KL} := \int_0^{1000} \int_0^s f_{R,RED}(r, \gamma_r) \cdot f_{S,tot}(s, 0.751) dr ds$$

$$\beta_{KL} := -\text{qnorm}(p_{f,RED,KL}, 0, 1) = 3.531$$

Kantavuuslaskentaohjeen avulla lasketun tapauksen varmuustaso on suuruusluokaltaan riittävällä tasolla. Koska vuosittaisen vauriotodennäköisyyden tavoitearvo asettuu viitteen [18] mukaan tyypillisesti noin 3.0 ja 3.5 välimaastoon

4.3 Case: Jännitettyjen jatkuvien palkkisiltojen laskenta

4.3.1 Valitut sillat

Kappaleessa 4.1 esitettyä laskentamenetelmää käytettiin kolmen suomalaisen tyypillisen jännitetyn jatkuvan palkkisillan laskennassa. Palkkisillat valittiin kappaleen 1.4.1 siltajoukoista Jbjp. Valinnan perusteena oli 1-2 palkkia, suunnitteluvuosi 1980–2000, tie-silta ja hoikkouden tuli olla silloissa eri suuruinen. Valitut sillat olivat:

- A. U-2820 Hattelmalan risteyssilta
- B. U-1737 Bollan silta
- C. T-2461 Kreivintien risteyssilta

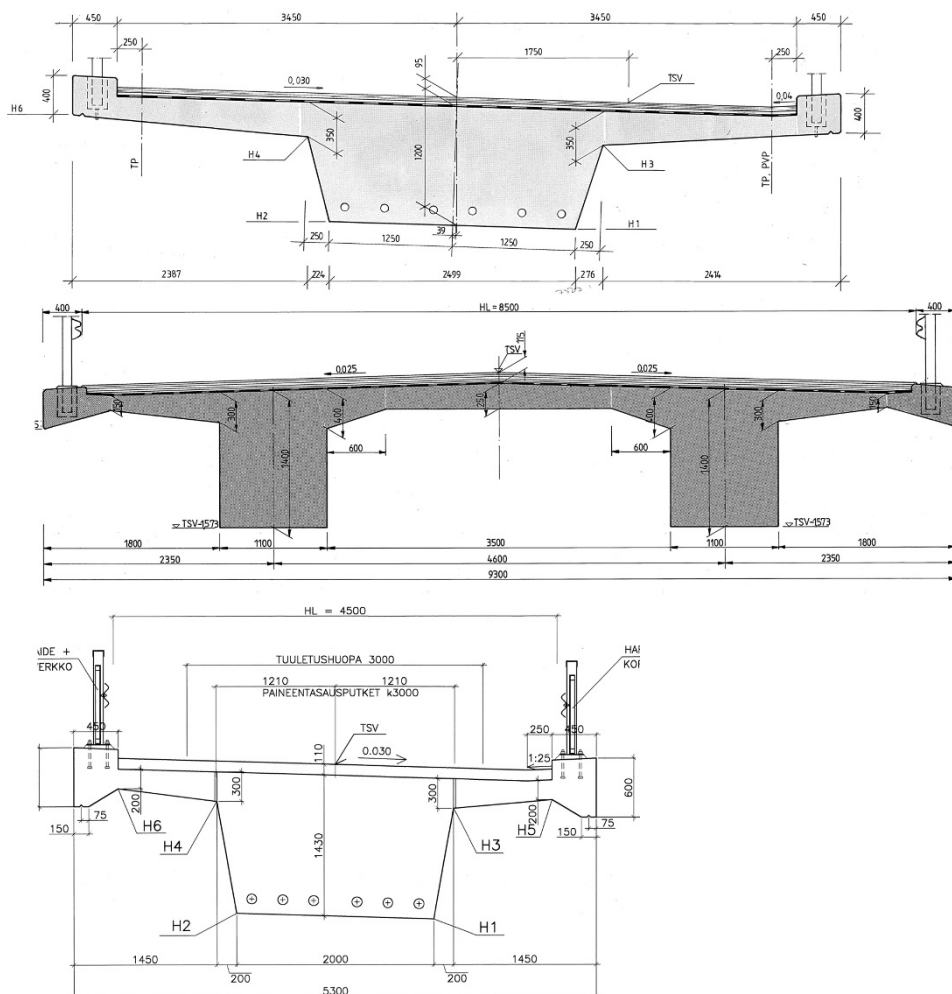
Siltojen tiedot on esitetty seuraavissa taulukoissa.

Taulukko 4.4 Tarkasteltujen siltojen mitta- ja mitoitustietoja

| | A) Hattelmalan rs | B) Bollan s | C) Kreivintien rs |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Aukkojen lkm | 2 | 2 (+ulokkeet) | 2 |
| Palkkien lkm | 1 | 2 | 1 |
| Suurin jännemitta | 20 m | 28 m | 31,5 m |
| Palkin korkeus | 1,2 m | 1,400 m | 1,430 m |
| Hoikkuus (jm/h) | 16,7 | 20,0 | 22,0 |
| Suunnitteluvuosi | 1989 | 1987 | 2000 |
| Mitoituskuorma | Lk1,Ek1/TVH82 | Lk1,Ek1/TVH82 | Lk1,Ek1/TIEL91 |
| Jänteiden määrä/palkki | 6 | 4 | 6 |
| Jänneteräksen suht. määrä | 17 kg/m ³ | 22 kg/m ³ | 29 kg/m ³ |
| Jännemenetelmä | Dywidag | Dywidag | Dywidag |
| Koko | 11 d15,7 | 11 d15,7 | 15 d15,7 |
| Lujuus | St 1550/1770 | St 1550/1770 | St 1550/1770 |
| Betoniteräs | A500H | A400H | A500H |
| Betoniteräksen suht. määrä | | | |

Taulukko 4.5 Tarkasteltujen siltojen poikkileikkausten tietoja tuella ja kentässä

| | A) Hattelmalan rs | | B) Bollan s | | C) Kreivintien rs | |
|---|-------------------|-------|-------------|------|-------------------|-------|
| | Kenttä | Tuki | Kenttä | Tuki | Kenttä | Tuki |
| Palkin laattaosan tehollinen leveys taivutuksessa [m] | 6,9 | 5,0 | 4,25 | 4,25 | 4,4 | 4,4 |
| Poikkileikkauksen pinta-ala[m ²] | 4,48 | 4,48 | 2,36 | 2,36 | 3,71 | 3,71 |
| Kimmoinen taivutusjäyhyys, I [m ⁴] | 0,57 | 0,50 | 0,43 | 0,43 | 0,68 | 0,68 |
| Jännemitta/I [1/m ³] | 35 | 40 | 65 | 65 | 46 | 46 |
| Jännevoima t=0 [MN] | 11,85 | 12,26 | 8,16 | 7,60 | 15,8 | 15,5 |
| Jännevoiman keskim. puristusjännitys, t=0 [MPa] | 2,64 | 2,73 | 3,46 | 3,22 | 4,26 | 4,18 |
| Vetopuolen betoniteräksen määrä [mm ²] | 14382 | 7032 | 5890 | 6743 | 5399 | 7037 |
| Jänneteräksen määrä[mm ²] | 9900 | 9900 | 6600 | 6600 | 13500 | 13500 |
| Jänneteräksen osuus koko vetovoimakapasiteetista [%] | 68 | 81 | 81 | 79 | 88 | 86 |



Kuva 4-11 Tarkasteltujen siltojen poikkileikkaukset, ylhäältä lukien A) Hattelmalan rs, B) Bollan silta C) Kreivintien rs. Kuvat keskenään samassa mittakaavassa.

4.3.2 Rakenteiden analysointi

Poikkileikkausten taivutusrasitusten tarkastelua varten silloista tehtiin FE-laskenta-mallit LUSAS ohjelmalla. Kaikki sillat mallinnettiin käyttäen välisolmullisia leikkausmuodonmuutokset huomioivia palkkielementtejä. Sillan B osalta myös palkkien välinen laatta mallinnettiin palkkielementeillä. Kaikki sillat olivat maata vasten puskevia, mutta tämä jätettiin laskelmissa huomiotta. Myöskään alusrakenteiden jäykkää kiinnitystä ei laskennassa huomioitu.

Siltojen kuormista huomioitiin vain betonin oma paino, pintarakenteiden paino, kaiteiden paino, jännevoiman pakkomomentti sekä NCCI 1 mukainen liikennekuorma LM1. Rakenteiden laskenta suoritettiin lineaarisesti kimmoisena, käyttäen poikkileikkauksille niiden mittojen mukaan määritettyjä poikkileikkauksarvoja.

Rakennemallista saatiin ulos rakenteen taivutusmomentti yhdisteltynä eri rajatiloihin: murtorajatila sekä käyttörajatilan ominais-, tavallinen- sekä pitkäaikaisyhdistelyt. Yhdistelyt suoritettiin Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjeen NCCI1 liitteen 1A yhdistelytaulukoiden kautta. Nämä yhdistelyt eivät suoraan vastaa kappaleessa 4.1 esitellyn menetelmän ”rare” ja ”frequent” arvoja. Laskennan tarkoitus ei ole määrittää kyseisten siltojen tarkkaa riskitasoa vaan saada näkyviin minkälaiset ominaisuudet sillassa voivat vaikuttaa mahdollisesti riskitasoa kasvattavasti.

Rasitetuimmista tuki -ja kenttäpoikkileikkauksista on tarkastettu kuinka paljon jänne-terästen poikkipinta-alasta saa kyseisissä poikkileikkauksissa kadota, jotta tavallisella kuormayhdistelyllä poikkileikkauksen vedetyssä pinnassa ylitetään betonin vetolujuus ja kuinka paljon jänneterästä pitää kadota lisää, että poikkileikkauksen pehmeät teräksiset myötäävät ominaisyhdistelyllä. Teräspoikkipinta-alan vähenemisen vaikutusta taivutusjäykkyyteen tai jännevoiman aiheuttamiin pakkovoimasuureisiin ei ole tässä tarkasteltu, vaan lasketut rasitukset on oletettu vakioiksi kaikilla vauriotasoilla.

Tässä tarkastelussa laskettiin myös halkeamaleveydet pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä, kun oletetaan, että rakenteeseen on jo syntynyt vetohalkeama ja betonin vetolujuus on tippunut nolnaan vedetyllä pinnalla. Halkeamaleveydet laskettiin, jotta voitaisiin saada tietoa vaurion havaittavuudesta.

4.3.3 Tulokset

Lähtötiedoista nähdään, että silta B on valituista silloista kevytrakenteisin, sillä sen jännemitan suhde taivutusjäykkyyteen on selvästi suurin. Taulukosta nähdään kuitenkin, että kyseisellä sillalla hyötykuorman (LM1) osuus kokonaiskuormasta ei ole merkittävästi suurempi kuin sillalla A, jonka poikkileikkaus on valituista silloista järein, kun tarkastellaan hoikkuutta ja jännemitan suhdetta taivutusjäykkyyteen. Sillalla C hyötykuorman osuus kokonaiskuormasta jää pieneksi, koska sillan kannelle mahtuu vain yksi 3 metriä leveä kuormakaista.

Kun tarkastellaan kuormien rinnalla lisäksi poikkileikkausten ominaistaivutuskestävyyttä (lujuudet ominaisarvoilla), nähdään että sillan B kestävyys LM1 ominaisarvolle on selvästi pienempi kuin muilla. Täten sillan kestävydessä on pienin reservi hyötykuormille ja täten pienempi kokonaisvarmuus. Silloilla A ja C ei juurikaan ole eroa niiden kestävyysreserveissä. Kaikki sillat on mitoitettu alun perin samalla kuormituskaaviolla.

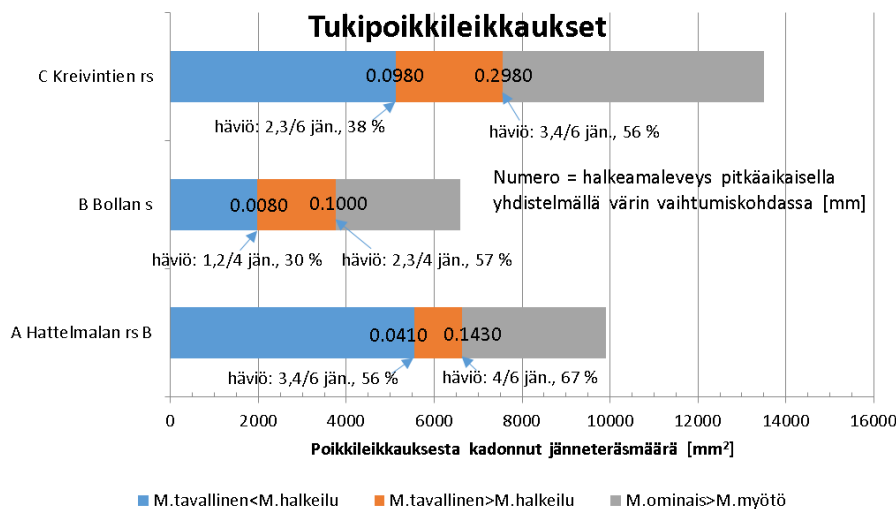
Taulukko 4.6 Kuormituskaavion LM1 aiheuttamien rasitusten suhde kestävyYTEEN ja kokonaiskuormitustasoon

| | $LM1 \text{ kestävyysreservi} = \frac{LM1}{(ominais\text{kestävyys} - OP - PM)}$ | | Hyötykuorman (LM1) osuus taivutusmomentista | |
|------------------|--|------|---|------|
| | Kenttä | Tuki | Kenttä | Tuki |
| A) Hattelman rs | 2,74 | 3,43 | 0,62 | 0,55 |
| B) Bollan s | 1,79 | 2,55 | 0,67 | 0,52 |
| C) Kreivitien rs | 2,78 | 3,74 | 0,42 | 0,39 |

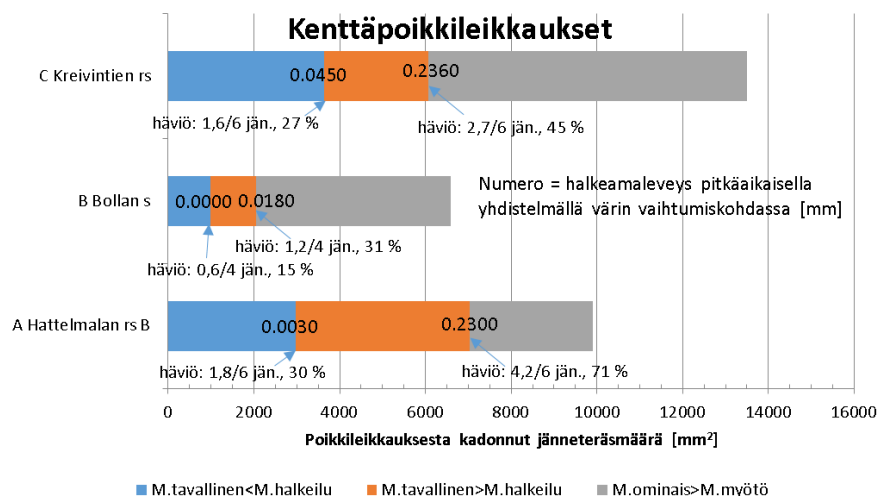
Oheisissa kuvissa on esitetty tukipoikkileikkausten sekä kenttäpoikkileikkausten laskennan tulokset, kun teräsmäärää on laskennassa vähennetty alkuperäisestä. Voidaan todeta, että kaikki sillat ovat laskentamenetelmän määritelmän mukaisesti turvallisia, sillä kaikissa halkeilukestävyyden ylityttyä tavallisella kuormitusyhdistelmällä jäi vielä varaa poistaa lisää jänneterästä, ennen kuin poikkileikkauksen myötökapasiteetti saavutettaisiin kuormien ominaisyhdistelmällä.

Olettaen, että jänneterästen korroosionopeus on vakio, kuvissa sinisen palkin suuruus kuvaa sitä, kuinka kauan jänneterästen vaurioituminen pysyy havaitsemattomissa ja oranssin palkin suuruus sitä kuinka hitaasti vaurio etenee ensimmäisistä merkeistä mahdollisiin pysyviin muodonmuutoksiin. Tukialueella ei välttämättä vaurio kuitenkaan ole todellisuudessa havaittavissa, koska halkeilu tapahtuu rakenteen yläpinnassa, joka on tien pintarakenteiden alla.

Tuloksista voidaan nähdä, että tukialueilla vauriot pysyttelevät todennäköisesti kauemmin piilossa, kuin kentissä. Se kuinka nopeasti havainnosta edetään myötöön, vaihtelee suuresti eri poikkileikkauksissa. Näin pienellä otannalla ei löydy siltojen ominaisuuksista mitään yksittäistä tekijää, joka selvästi korreloisi oranssin alueen koon kanssa. Nopeiten ensimmäisestä havainnosta myötöön etenee sillan A tukipoikkileikkaus ja sillan B kenttäpoikkileikkaus, n. 1000 mm², mikä vastaa molemmissa silloissa hieman yli puo-
likkaan jänteen katkeamista.



Kuva 4-12 Vaadittu katkenneiden jänneterästen määrä, jotta tukipoikkileikkauksen halkeilukapasiteetti saavuttaa tavallisista kuormista aiheutuvat rasitukset ja myötökapasiteetti saavuttaa ominaiskuormista aiheutuvat rasitukset



Kuva 4-13 Vaadittu katkenneiden jänneterästen määrä, jotta kenttäpoikkileikkauksen halkeilukapasiteetti saavuttaa tavallisista kuormista aiheutuvat rasitukset ja myötökapasiteetti saavuttaa ominaiskuormista aiheutuvat rasitukset

Tulosten perusteella silta B oli selvästi kaikista herkin jänneterästen vaurioille. Kyseisen sillan tukialueella riittää vain 1,2 jännekaapelia (yht. neljä) vastaavan teräsmäärän katkeaminen siihen, että rakenne myötää ominaiskuormalla. Kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä lasketut halkeamaleveydet ovat myös hyvin pienet, joten vaurioitumista ei välttämättä pystytäkään havaitsemaan ennen rakenteen pysyvää rikkoutumista. Myös saman sillan tukialueella vaurioiden havaitseminen on halkeamaleveyksien perusteella hankalaa.

Silta A:n kentässä vauriot pysyivät kauan piilossa. Halkeamaleveydet eivät myöskään olleet kovin suuria, joten sillan rikkoutuminen voi olla yllättävää. Toisaalta jänneterästen poikkileikkaus pinta-alasta saa lähteä reilusti yli 60 %, ennen kuin sillan rikkoutuminen on todennäköistä.

Silloista uusimman ja kapeimman, silta C:n, herkkyys vaurioille oli kaikista pienin, sillä siinä vauriot saavat kehittyä pitkälle ennen ongelmia ja halkeamaleveyksien perusteella vaurioitumisen pitäisi olla hyvin havaittavissa.

4.3.4 Johtopäätökset laskelmista

Tässä tutkittiin hyvin rajallinen siltajoukko, joten tilastollisia analyysejä siltojen ominaisuuksista ja niiden vaikutuksista vaurioitumisherkkyyteen tai vaurioiden havaittavuuteen ei voi tehdä. Laskennan tuloksista voidaan kuitenkin päätellä, että kevytrakenteisimmat sillat (jännemitan suhde taivutusjäyhyyteen suuri), joissa on vähän jännekulkuja per palkki, voisivat olla herkempiä jänneterästen vaurioille. Tämän tyyppiset sillat ovat usein monipalkkisia siltoja.

Myös raskasrakenteisimmat sillat, joissa jännevoiman keskimääräinen puristusjännitys on alhainen, voivat olla sellaisia, että jänneterästen vauriot pysyttelevät kauemmin piilossa.

5 Yhteenveto

Tässä esiselvityksessä selvitettiin tyypillisiä jännitettyjä siltarakenteita ja niiden jännepunoksiin liittyviä vauriomekanismeja. Lisäksi on selvitetty rakenteiden toimintaan ja vaurionsietokykyyn vaikuttavia seikkoja kirjallisuusselvityksen kautta. On havaittu, että huomiotta jäävä jännitetty silta voi nopeassakin ajassa vaurioitua tilaan, jossa rakenteen sortuma on mahdollinen.

Tutkimuksen jatkossa tulisi selvittää jälkijännitettyjen sitkeyteen ja vaurioitumisen ennalta havaittavuuteen liittyviä asioita. Näitä ovat esimerkiksi:

- Jänteiden ja rakenteen välinen tartunta
- Rakenteen halkeilu jännepunosvaurion edetessä
- Vaurioitumista edistävien tyypillisten tekijöiden tunnistaminen
- Laskennallisten tarkastelujen mahdollisuudet

Kehittyvän vaurion menetelmä on lupaava tarkastelumalli rakenteellisen vaurionsietokyvyn tarkastelemiseksi. Kuitenkin menetelmällä saavutettavaan luotettavuustasoon tulisi kiinnittää huomiota. Tässä tutkimuksessa tehdyn yksinkertaisen tarkastelun perusteella menetelmä antoi tarkastelluille silloille riittävän kapasiteetin ja sitkeän käyttäytymisen vaurion edetessä, kun laskenta tehtiin todellisilla rakenteilla ja niihin vaikuttavilla liikennekuormilla tehdyin oletuksin sekä laskennallisilla kapasiteeteilla.

Yleisessä tapauksessa menetelmällä tarkasteltavan rakenteen luotettavuus saattaa kuitenkin jäädä alhaiseksi. Näin käy varsinkin, jos menetelmällä saavutettu käyttöaste hyödynnetään lähes täysin ts. mitoitusarvot rasituksen ja kapasiteetin osalta ovat samat. Jatkotutkimuksessa tulisi keskittyä osaltaan vaadittavaan varmuustasoon ja sen riittävyyden varmistamiseen. Tärkeätä olisi määritellä olemassa olevalle rakenteelle vaadittu luotettavuustason tavoitearvo – siis hyväksyttävä vauriotodennäköisyys. Tätä hyödyntämällä voitaisiin johtaa riskiperusteisen tarkasteluin avulla vaihteluväli hyväksyttävälle vauriotodennäköisyydelle erilaisissa murtotapauksissa riippuen vaurion havaittavuudesta ja rakenteen jälkikriittisestä kapasiteetista.

Lähteet

- [1] Liikenneviraston siltarekisteri. Vuodenvaihdetietokanta 2016.
- [2] Broomfield, J.P. 2007 Corrosion of Steel in Concrete, 2nd edition. Understanding, Investigation and repair. Taylor & Francis 2007, UK.
- [3] Nürnberger, U. 2002. Corrosion induced failures of prestressing steel, Otto Graf-Journal Vol. 13, 2002.
- [4] ACI Committee 222, ACI Committee Report: Corrosion of Prestressing steels. ACI222.2R-01.
- [5] Ramboll Finland Oy, Rapaport, G. 2015. Jännitettyjen siltojen NDT-tutkimuksien yhteenveto, Liikennevirasto, selvitystyö. Liikennevirasto, Helsinki. 2015
- [6] Eichinger, E.M., Petraschek, Th, Kollegger, J., 2003. Ultimate strength of damaged post-tensioning tendons, Structural Concrete vol. 4, iss. 3. Fib 2003.
- [7] Briere, V. et al. 2013. Dilation behavior of seven-wire prestressing strand – The Hoyer effect. Construction and Building Materials vol 40 (2013) p. 650-658
- [8] Federal Highway Administration, Office of Research, Development, and Technology: Infrastructure Research and Development. 2013. Guidelines for Sampling, Assessing, and Restoring Defective Grout in Prestressed Concrete Bridge Post-Tensioning Ducts. Publication no. FHWA-HRT-13-028. Available: <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/13028/>. Referred 15.7.2016
- [9] Cavell, D.G., Waldon P. 2001. A residual strength model for deteriorating post-tensioned concrete bridges. computers and Structures 79 (2001) 361-373.
- [10] Coronelli, D., Castel, A., Anh Vu, N., Francois, R., 2009. Corroded post-tensioned beams with bonded tendons and wire failure. Engineering Structures 31 (2009) p. 1687-1697.
- [11] Wang, L., Zhang, X., Zhang, J., Ma, Y., Xiang, Y., Liu, Y., 2014. Effect of insufficient grouting and strand corrosion on flexural behavior of PC beams. construction and Building Materials 53 (2014) p. 213-224.
- [12] Pillai, R. et al. 2014 Time-Variant Flexural Reliability of Posttensioned, Segmental Concrete Bridges Exposed to Corrosive Environments. ASCE, Journal of Structural Engineering, 2014.140(8)
- [13] Mackie, K. R, et al. 2011 External Post-Tensioning Anchorage, Final Report. university of Central Florida, Dept. of Civil, Environmental & Construction Engineering 2011

- [14] Abdelatif, A. O., Owen, J. S., Huseein M. F. M. 2013. Re-anchorage of a Ruptured Tendon in Bonded Post-Tensioned Concrete beams: Model validation. *Key Engineering Materials* 569:302-309 July 2013.
- [15] Ting, S-C, Nowak, A. S. 1991 Effect of Tendon-Area Loss on Flexural Behavior of P/C beams. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 1991, 117(4): 1127-1143.
- [16] Youn, S-G, Kim, E-K. Deterioration of Bonded Post-Tensioned Concrete Bridges and Research Topics on the Strength Evaluation in ISARC. *Proceedings Of JSCE-KSCE Joint Seminar On Maintenance and Management Strategy of Infrastructure In Japan and Korea JSCE Concrete Committee Newsletter, No. 7* Available http://www.jsce.or.jp/committee/concrete/e/newsletter/newsletter07/KSCE_Youn.pdf. Referred 15.7.2016.
- [17] Minh,H., Mutsuyoshi, H., Niitani, K.2007. Influence of Grouting condition on crack and load-carrying capacity of post-tensioned concrete beam due to chloride induced corrosion. *Construction and Building Materials* 21 (2007) 1568-1575
- [18] Canadian Standards Association ASSOCIATION (CSA). Existing Bridge Evaluation to CSA Standard CAN/CSA-S6-88, Design of Highway Bridges. Supplement No 1, CSA, Rexdale, Toronto, Canada, 1990.
- [19] Lingeman, J, Zilch, K. Probability Considerations on the Behaviour of Older Prestressed Concrete Bridges in Case of Tendon Failures, Department of Concrete Structures, Technische Universität München, Germany.

ISSN-L 1798-6656
ISSN 1798-6664
ISBN 978-952-317-469-6
www.liikennevirasto.fi

Liik
enne
vira
sto